



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 146599

STUDI PERBANDINGAN STRUKTUR HOTEL YELLO MENGUNAKAN BEBAN GEMPA DINAMIS DAN STATIK EKIVALEN

TYO FAJAR PRATAMA
NRP. 3115 040 617

Dosen Pembimbing
NUR ACHMAD HUSIN, ST., MT.
NIP. 19720125 199802 1 001

PROGAM STUDI DIPLOMA IV LANJUT JENJANG TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017



TUGAS AKHIR TERAPAN – RC 146599

STUDI PERBANDINGAN STRUKTUR HOTEL YELLO MENGUNAKAN BEBAN GEMPA DINAMIS DAN STATIK EKIVALEN

TYO FAJAR PRATAMA
NRP. 3115 040 617

Dosen Pembimbing
NUR ACHMAD HUSIN, ST., MT.
NIP. 19720125 199802 1 001

**PROGAM STUDI DIPLOMA IV LANJUT JENJANG TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**



FINAL PROJECT - RC 146599

**COMPARATIVE STUDY OF YELLO HOTEL STRUCTURE USING
DYNAMIC EARTHQUAKE LOAD AND STATIC EQUIVALENT
EARTHQUAKE LOAD**

**TYO FAJAR PRATAMA
NRP. 3115 040 617**

**Supervisor
NUR ACHMAD HUSIN, ST., MT.
NIP. 19720125 199802 1 001**

**DIPLOMA IV
CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTMENT
VOCATIONAL FACULTY
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2017**

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR TERAPAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Terapan Teknik
Pada

Program Studi Diploma IV Lanjut Jenjang Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

Mahasiswa



TYO FAJAR PRATAMA
NRP. 3115 040 617

Disetujui oleh pembimbing tugas akhir terapan:



Pembimbing

03 AUG 2017

3/8/2017

NUR ACHMAD HUSIN, ST., MT.
NIP. 19720125 199802 1 001

Studi Perbandingan Struktur Hotel Yello Menggunakan Beban Gempa Dinamis Dan Gempa Statik Ekuivalen

Nama Mahasiswa : Tyo Fajar Pratama
NRP : 3115040617
Jurusan : Teknik Infrastruktur Sipil
Dosen Pembimbing : Nur Achmad Husin, ST., MT.

Abstrak

Geometris gedung dapat dikategorikan sebagai gedung beraturan atau tidak beraturan yang mengacu pada SNI 1726:2012 tentang ketidakberaturan horisontal dan vertikal pada struktur. Bangunan dengan bentuk beraturan, sederhana, dan simetris sesuai dengan peraturan yang ada dapat direncanakan menggunakan beban gempa statik ekuivalen. Untuk bangunan dengan struktur yang tidak beraturan digunakan analisis beban gempa dinamis. Hotel Yello termasuk struktur beraturan dari segi horisontal maupun vertikal menurut SNI 1726:2012. Dengan simetrisnya struktur Hotel Yello, maka analisis beban gempa menggunakan statik ekuivalen yang mempertimbangkan eksentrisitas. Dengan beraturannya struktur gedung, dicoba juga menggunakan analisis beban gempa dinamis untuk mengetahui seberapa besar perbandingan gaya geser dasar yang dihasilkan

Eksentrisitas digunakan pada analisis beban gempa statik ekuivalen untuk menentukan titik pusat masa dan titik pusat kekakuan bangunan. Pada struktur bangunan, beban gempa terjadi di pusat massa yang diteruskan pada pusat kekakuan bangunan dan disebarkan pada setiap hubungan balok dengan kolom Hotel Yello bertempat di wilayah Surabaya dengan klasifikasi situs tanah lunak yang didapat dari hasil *Standart penetration test* (SPT). Sistem struktur pada Hotel Yello adalah dual sistem, dimana sumbu X sebagai sistem dinding geser, dan sumbu Y berperilaku sebagai sistem rangka pemikul momen.

Gaya geser dasar yang dihasilkan dari analisis beban gempa dinamis lebih kecil dari hasil gaya gempa nominal akibat beban gempa statik ekuivalen. Gaya geser dasar akibat gempa statik masih lebih kecil dari 0,85 v statik sehingga memerlukan pembesaran skala gaya gempa untuk analisis beban gempa dinamis. Gaya dalam struktur balok, kolom dan dinding geser akibat analisis beban gempa statik ekuivalen lebih besar 3%-30% dari analisis beban gempa dinamis. Perbedaan gaya dalam dari struktur kolom, balok, dan dinding geser berpengaruh pada luas tulangan yang dibutuhkan. Perbedaan yang signifikan terdapat pada struktur balok, dimana luas tulangan yang diperlukan akibat analisis beban gempa statik ekuivalen lebih besar 10%-20%

dari pada luas tulangan yang diperlukan akibat analisis beban gempa dinamis.

Kata kunci: Gempa statik ekivalen, gempa dinamis, gaya geser dasar

COMPARATIVE STUDY OF YELLO HOTEL STRUCTURE USING DYNAMIC EARTHQUAKE LOAD AND STATIC EQUIVALENT EARTHQUAKE LOAD

Name : Tyo Fajar Pratama
NRP : 3115040617
Major : Teknik Infrastruktur Sipil
Supervisor : Nur Achmad Husin, ST., MT.

Abstract

Building geometry can be categorized as regular or irregular building which refers to SNI 1726: 2012 on horizontal and vertical irregularities in the structure. Buildings with regular, simple, and symmetrical shapes in accordance with existing regulations can be planned using static equivalent earthquake loads. For buildings with irregular structures, can use a dynamic earthquake load analysis. Hotel Yello includes a regular structure in terms of horizontal and vertical according to SNI 1726: 2012. Because of the Yello Hotel structure is simetry, then the seismic load analysis uses static equivalent that consider eccentricity. With the order of regular building structure, it is also tried to use dynamic earthquake load analysis to find out how big comparison of base shear force generated.

Eccentricity is used in the analysis of equivalent static earthquake loads to determine the center point of the mass and the center point of the stiffness of the building. In the building structure, earthquake loads occur in the center of the mass that is forwarded to the center of the stiffness of the building and deployed on each joint beam and column. Yello hotel is located in Surabaya with the classification of soft soil site obtained from the standard penetration test (SPT). The structure system at Hotel Yello is a dual system, where the X axis is a shear wall system, and Y axis behaves as a moment resisting frame system.

The base shear force generated from dynamic earthquake load analysis is smaller than the nominal seismic force result due to static equivalent earthquake load. The base shear force due to static earthquake is still smaller than $0.85 \times$ static so it requires force scale factor for dynamic earthquake load analysis. Moment in beam, column and shear wall structures due to static equivalent earthquake load analysis are 3% -30% higher than dynamic earthquake dynamic analysis. The differences of moment in the

column, beam, and shearwall affect the required reinforcement area. A significant difference is found in the beam structure, where the required reinforcement area due to the static equivalent earthquake load analysis is 10% -20% higher than the required reinforcement area due to dynamic earthquake load analysis.

Keywords : Static equivalent load, dynamic load, base shear force

Kata Pengantar

Puji syukur kehadirat Allah SWT atas limpahan rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan proyek akhir dengan judul “*Studi Perbandingan Struktur Hotel Yello Menggunakan Beban Gempa Dinamis dan Statik Ekuivalen*” sebagai salah satu persyaratan guna memperoleh gelar Sarjana Terapan Teknik pada jurusan Diploma IV Teknik Sipil, Fakultas Vokasi, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam penyusunan proyek akhir ini, penulis mendapatkan banyak doa, bantuan, dan dukungan moral serta materiil. Oleh karena itu pada kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Kedua orangtua penulis yang tiada hentinya memberikan dukungan.
2. Bapak Nur Achmad Husin, ST., MT. sbagai dosen pembimbing yang selalu bijaksana memberikan nasehat dan bimbingan serta waktunya selama penulisan.
3. Bapak dan Ibu dosen pengajar di Program Pendidikan Diploma IV Lanjut Jenjang jurusan Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS.
4. Teman-teman mahasiswa Diploma IV Teknik Sipil Lanjut Jenjang FV-ITS angkatan 2015 genap yang selalu menjadi penyemangat penulis.

Kami menyadari bahwa dalam penyusunan proyek akhir ini masih banyak kekurangan dan masih jauh dari sempurna, untuk

itu kami mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan laporan proyek akhir ini.

Akhir kata, besar harapan penulis semoga laporan proyek akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

DAFTAR ISI

BAB 1 PENDAHULUAN

1.1 Latar belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	1
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan	2
1.5 Manfaat	3

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Prosedur analisis.....	5
2.2 Analisis Gaya gempa.....	6
2.3 Gaya dasar seismik	12
2.4 Kombinasi pembebanan	15
2.5 Simpangan antar lantai	12

BAB III METODOLOGI

3.1 Preliminari desain.....	21
3.2 Penulangan balok	21
3.3 Perhitungan struktur kolom.....	25
3.4 Penulangan dinding geser.....	29

BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Data perencanaan	33
4.2 Perencanaan dimensi struktur	33

4.3 Pembebanan.....	41
4.4 Pembebanan gempa	44
4.5 Analisis beban gempa dinamis	49
4.6 Analisis beban gempa statik	53
4.7 Pemodelan	60
4.8 Kombinasi pembebanan	68
4.9 Simpangan antar lantai	70
4.10 Kontrol dual sistem	77
4.11 Desain struktur balok	78
4.12 Desain struktur kolom	99
4.13 Desain struktur dinding geser	115

BAB IV KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Perbandingan gaya dalam struktur	131
5.2 Perbandingan tulangan	131
5.3 Berat tulangan per m ³	132

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Kelebihan dan kelelahan antara beban gempa statik ekivalen dan gempa dinamis	5
Tabel 2.2 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Perencanaan Ketahanan Gempa (SNI 1726:2012)	6
Tabel 2.3 faktor kautamaan gempa	8
Tabel 2.4 Koefisien situs F_A (SNI 1726:2012)	9
Tabel 2.5 Koefisien situs F_V (SNI 1726:2012)	9
Tabel 2.6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x (SNI 1726:2012)	14
Tabel 2.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung (SNI 1726:2012)	14
Tabel 2.8 simpangan antar lantai ijin	16
Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok dan Tie Beam	35
Tabel 4.2 Macam beban mati	42
Tabel 4.3 Rekap beban hidup	43
Tabel 4.4 Beban Angin minimum	44
Tabel 4.5 Beban angin maksimum	44
Tabel 4.6 Tabel data tanah	45
Tabel 4.7 Tabel klasifikasi situs (SNI 1726:2012)	46
Tabel 4.8 Koefisien situs F_a (SNI 1726:2012)	47
Tabel 4.9 Koefisien situs F_v (SNI 1726:2012)	48

Tabel 4.10 Respon Spektrum.....	50
Tabel 4.11 Kategori desain seismik perioda pendek	53
Tabel 4.12 Kategori desain seismik perioda 1 detik.....	53
Tabel 4.13 Rekapitulasi pembebanan tiap lantai	54
Tabel 4.14 Rekapitulasi pusat massa struktur tiap lantai.....	55
Tabel 4.15 Rekapitulasi pusat kekakuan struktur tiap lantai	56
Tabel 4.16 Eksentrisitas tiap lantai.....	57
Tabel 4.17 Beban gempa nominal arah X	59
Tabel 4.18 Beban gempa nominal arah Y	59
Tabel 4.19 Nilai parameter period pendekatan C_t dan x (SNI 1726:2013 tabel 15)	62
Tabel 4.20 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung (SNI 1726:2013 tabel 14).....	62
Tabel 4.21 Rekapitulasi nilai C_s	65
Tabel 4.22 Rekapitulasi berat total bangunan.....	65
Tabel 4.23 Simpangan antar lantai ijin (δ_a).....	71
Tabel 4.24 Kontrol simpangan antar lantai arah X akibat beban gempa statik.....	72
Tabel 4.25 Kontrol simpangan antar lantai arah Y akibat beban gempa statik.....	73
Tabel 4.26 Kontrol simpangan antar lantai arah X akibat beban gempa dinamis.....	75

Tabel 4.27 Kontrol simpangan antar lantai arah Y akibat beban gempa dinamis.....	76
Tabel 4.28 Presentase struktru dalam menahan gaya gempa ..	78
Tabel.4.29 Rekapitulasi penulangan balok.....	96
Tabel. 4.30 Rekapitulasi gaya dalam balok akibat beban gempa dinamis	96
Tabel. 4.31 Rekapitulasi gaya dalam balok akibat beban gempa statik	97
Tabel 4.32 Rekapitulasi luas tulangan pada balok As E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis	97
Tabel 4.33 Rekapitulasi luas tulangan pada balok As E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa statik	98
Tabel 4.34 Prosentase peningkatan gaya dalam struktur balok As E2-E3 tiap lantai berdasarkan beban gempa dinamis terhadap beban gempa statik	99
Tabel 4.35 Perbandingan berat tulangan balok per m ³ As E2-E3 pada tiap lantai	99
Tabel 4.36 Gaya dalam struktur kolom akibat beban gempa dinamis	102
Tabel 4.37 Rekapitulasi gaya dalam struktur kolom As E3 tiap lantai akibat beban gempa statik	115
Tabel 4.38 Rekapitulasi gaya dalam struktur kolom as E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis	115
Tabel 4.39 Proesentase peningkatan gaya dalam struktur koom as E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis terhadap beban gempa statik	116

Tabel 4.40 Berat tulangan kolom per m ³ pada as E3 di tiap lantai akibat beban gempa dinamis dan gempa statik	116
Tabel 4.41 gaya dalam dinding geser As 2E-2F pada tiap lantai akibat beban gempa dinamis	118
Tabel 4.42 Rekapitulasi gaya dalam dinding geser As 2E-2F tiap lantai akibat beban gempa statik.....	128
Tabel 4.43 Rekapitulasi gaya dalam dinding geser As 2E-2F tiap lantai akibat beban gempa dinamis	128
Tabel 4.44 prosentase gaya dalam struktur dinding geser As 2E-2F tiap lantai akibat beban gempa dinamsi terhadap statik	129

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 spektrum respon desain	11
Gambar 2.2 penentuan simpangan antar lantai	17
Gambar 3.1 diagram alur pekerja	20
Gambar 4.1 tinjauan preliminari balok	34
Gambar 4.2 tinjauan preliminari plat	38
Gambar 4.3 penampang balok interior	39
Gambar 4.4 penampang balok eksterior	40
Gambar 4.5 grafik respon spektrum	52
Gambar 4.6 output periode	58
Gambar 4.7 total distribusi gaya lateral ekuivalen pada pemodelan struktur	60
Gambar 4.9 faktor skala gaya gempa	61
Gambar 4.10 hasil output periode dari pemodelaan struktur ..	63
Gambar 4.11 hasil base reaction dari pemodelasn struktur	66
Gambar 4.12 faktro skala pembesaran gaya gempa	67
Gambar 4.13 hasil base reaction dari pemodelan stuktur setelah dikalikan skala pembesaran gaya gempa	68
Gambar 4.14 simpangan antar lantai akibat beban gempa statik	74

Gambar 4.15 simpangan antar lantai akibat beban gempa dinamis	77
Gambar 4.16 denah tinjauan balok tampak atas	79
Gambar 4.17 denah tinjauan balok tampak samping	80
Gambar 4.18 tinjauan kolom tampak samping	99
Gambar 4.19 tampak atas struktur	100
Gambar 4.20 output kombinasi aksial dan momen diagram interaksi	103
Gambar 4.21 output momen nominal kolom	103
Gambar 4.22 detail penulangan kolom	112
Gambar 4.23 detail penulangan kolom	113
Gambar 4.24 area tinjauan dinding geser	116
Gambar 4.25 tampak atas tinjauan dinding geser	116
Gambar 4.26 output hasil kombinasi aksial dan momen dinding geser.....	119
Gambar 4.27 output penampang kombinasi aksial dan momen dinding geser	120
Gambar 4.28 detail penulangan dinding geser	125

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Respons struktur akibat gempa yang terjadi dapat dianalisis dengan beban gempa yang sesuai peraturan yang berlaku. Analisis beban gempa dapat dilakukan dengan statik ekuivalen dan respon spektrum. Respons struktur akibat gempa sangat dipengaruhi oleh bentuk bangunan itu sendiri. Bangunan dengan bentuk beraturan, sederhana, dan simetris sesuai dengan peraturan yang ada dapat direncanakan menggunakan beban gempa statik ekuivalen. Untuk bangunan dengan struktur yang tidak beraturan digunakan analisis beban gempa dinamis respon spektrum. Bangunan dengan struktur tidak beraturan dapat juga direncanakan menggunakan beban gempa statik ekuivalen dengan melibatkan eksentrisitas. Eksentrisitas digunakan pada analisis beban gempa statik ekuivalen untuk menentukan titik pusat masa dan titik pusat kekakuan bangunan. Pada struktur bangunan, beban gempa terjadi di pusat massa yang diteruskan pada pusat kekakuan bangunan dan disebarkan pada setiap joint kolom. Dengan perbedaan analisis beban gempa akan menghasilkan gaya dalam yang berbeda. Perbedaan gaya dalam inilah yang akan menentukan perhitungan struktur baik dalam segi dimensi maupun penulangan yang efisien.

Dilatar belakang hal tersebut penulis tertarik untuk meninjau sejauh mana perbandingan statik ekuivalen eksentris dengan dinamis respon spektrum pada perhitungan struktur. Gedung yang akan direncanakan dengan menggunakan perbandingan metode tersebut adalah hotel Yello Surabaya.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang ditinjau dalam tugas akhir ini adalah.

1. Mengetahui perbandingan gaya dalam dari struktur balok, kolom dan dinding geser dari analisis beban gempa statik ekuivalen dengan beban gempa dinamis respon spektrum.
2. Mengetahui perhitungan struktur balok, kolom, dan dinding geser dari perbedaan analisis beban gempa statik ekuivalen dengan beban gempa dinamis respon spektrum.
3. Mengetahui perbandingan besi per m^3 pada struktu kolom, balok dan dinding geser dari analisis beban gempa dinamis dan statik ekuivalen.

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah pada penyusunan tugas akhir ini meliputi:

1. Perhitungan struktur mencakup struktur kolom, balok, dan dinding geser
2. Analisis dinamis yang dilakukan adalah analisis respon spektrum.
3. Tidak menghitung anggaran biaya
4. Menghitung perbandingan berat besi per m^3 dari struktur kolom, balok dan dinding geser

1.4 Tujuan

Tujuan dari penyusunan tugas akhir ini adalah

1. Untuk mengetahui bagaimana perbedaan gaya dalam dan perhitungan struktur dari analisis dari beban gempa statik ekuivalen dan beban gempa dinamis respon spektrum.
2. Untuk mengetahui perbandingan tulangan struktur kolom, balok, dan dinding geser antara perbedaan beban gempa statik ekuivalen dengan dinamis respon spektrum.
3. Untuk mengetahui perbandingan berat tulangan per m^3 dari srtuktur kolom, balok dan dinding geser dari perbandingan analisis beban gempa statik ekuivalen dan dinamis respo spektrum.

1.5 Manfaat

Manfaat dari penyusunan tugas akhir ini adalah mendapatkan hasil perbandingan dari kedua analisis beban gempa dan diharapkan penyusun mampu menerapkan ilmu perancangan struktur yang telah didapatkan untuk diterapkan pada dunia kerja.

(halama segaja dikosongkan)

Bab II

Tinjauan Pustaka

2.1 Prosedur Analisis

Ada dua pendekatan yang digunakan untuk memperhitungkan beban lateral yang ditimbulkan oleh beban gempa yang bekerja pada suatu struktur bangunan yaitu analisis secara statik ekuivalen dan analisis dinamik (respon spektrum).

Tabel 2.1 Kelebihan dan kelemahan antara beban gempa statik ekuivalen dan gempa dinamis

Gempa statik ekuivalen	
Kelebihan	Kelemahan
Beban gempa yang didistribusikan mendetail secara merata pada kolom tiap lantai	Proses input beban gempa yang terlalu lama karena didistribusikan pada semua kolom tiap lantai
Berat bangunan yang menentukan besarnya beban lateral sebagai beban gempa statik	Setiap adanya perubahan beban dan besaran beban yang diterima oleh struktur, pendistribusian beban gempa harus diinput kembali
Base reaction yang besar juga menimbulkan gaya dalam yang besar dan berpengaruh pada penulangan struktur	Besarnya penulangan yang diakibatkan analisis beban gempa statik akan berpengaruh besaran biaya

Gempa statik dinamis	
Kelebihan	Kelemahan
Input rekaman gelombang gempa berupa respon spektrum yang sederhana memudahkan perencanaan	Rekaman gelombang rambat gempa yang sudah ada mungkin lebih kecil dari pada bencana gempa bumi yang akan datang

2.2 Analisis Gaya gempa

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung non gedung sesuai dengan tabel 2.1 untuk pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut tabel 2.1

Tabel 2.2. Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Perencanaan Ketahanan Gempa (SNI 1726:2012)

Jenis pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah took dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/Rumah susun - Pusat perbelanjaan/Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan / atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	<p>III</p>
--	------------

<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasidan fasilitas lainnya Untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energy dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahanbakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi sruktur bangunan lain yang masuk kedalam kategori risiko IV.</p>	IV
--	----

Tabel 2.4 faktor kautamaan gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa
I dan II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Dari parameter percepatan batuan dasar periode pendek (S_s) dan parameter percepatan batuan dasar periode 1 detik (S_1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan SNI 1726:2012 Ps 6.2 dengan perumusan berikut ini

$$S_{MS} = F_A \cdot S_s$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Dimana :

F_a = koefisien situs ditentukan berdasarkan Tabel 2.3

F_v = koefisien situs ditentukan berdasarkan Tabel 2.4

Tabel 2.4 Koefisien situs F_A (SNI 1726:2012)

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R tepetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Tabel 2.5 Koefisien situs F_v (SNI 1726:2012)

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R tepetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_1				
	$S_1 < 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 > 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Setelah menghitung parameter spektrum respon, dapat dilakukan perhitungan parameter percepatan spektral desain sesuai SNI 1726:2012 Ps 6.3 dengan persamaan

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter respon spektra percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter respon spektra percepatan desain pada periode 1 detik

Setelah Dengan menghitung parameter percepatan spektral desain, grafik respon spektrum dapat dibuat. Grafik respon spektrum adalah hubungan antara periode (T) dengan percepatan respon spektra (S_a) yang ditunjukkan pada Gambar 2.1

Dimana:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Untuk $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0})$$

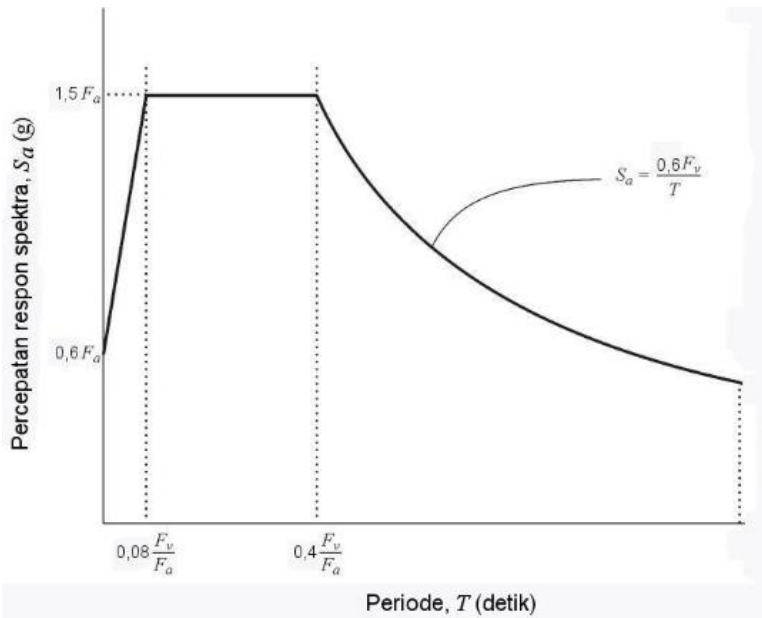
Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS}$$

Untuk $T \geq T_s$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Beban gempa statik ekuivalen cenderung digunakan pada bangunan dengan struktur yang beraturan. Gempa statik ekuivalen dapat diterapkan untuk analisis pada bangunan dengan struktur yang tidak berturan dengan melibatkan eksentrisitas. Eksentrisitas pada analisis beban gempa statik ekuivalen untuk menentukan titik pusat masa dan titik pusat kekakuan bangunan.



Gambar 2.1 Spektrum Respon Desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain (S_a), harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{ds} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a), sama dengan S_{ds} ;

Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{d1}}{S_{ds}}$$

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}}$$

Untuk $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0})$$

Untuk $T_0 \leq T_s$

$$S_a = S_{DS}$$

Untuk $T \geq T_s$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dimana :

S_{DS} = Parameter respon spektra percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = Parameter respon spektra percepatan desain pada periode 1 detik.

T = Periode getar fundamental struktur

S_a = Percepatan respon spektrum

2.3 Gaya Dasar Seismik (V)

Geser dasar seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut sesuai pada SNI 1726:2012 Ps 7.8.1

$$V = C_s W_t$$

Dimana :

C_s = Koefisien respon seismik

W_t = berat total gedung

Berdasar SNI 1726:2012 Ps 7.8..1.1 perhitungan koefisien respon seismik (C_s) harus ditentukan sesuai rumus.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respon desain

R = Faktor modifikasi respon pada table 2.3

I = Faktor keutamaan hunian pada table 2.2

$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$ tidak perlu melebihi $C_s \max = \frac{S_{DS1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$, dan C_s

harus tidak kurang dari $C_{s\min} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e$ 0,01. (SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1)

Berdasarkan SNI 1726:2012, gaya gempa lateral (F_i) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan :

$$C_{vx} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$$

$$F_i = C_{vx} V$$

keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya geser atau lateral desain total

W_i = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang

dikenakan atau ditempatkan pada tingkat ke- i

h_i = tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat ke- i

k =eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai

berikut.

Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$; $k = 1$

Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$; $k = 2$

Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi linier.

Periode fundamental pendekatan (T_a)

dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = C_t \cdot h_n$$

Dimana :

h_n = ketinggian struktur (m)

C_t dan x ditentukan dari Tabel 14 SNI 1726:2012 seperti terlihat pada tabel 2.8.

Tabel 2.6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x (SNI 1726:2012)

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Perioda fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi hasil koefisien pada perioda yang dihitung (C_U) pada tabel 2.6

$T < C_U$, T diizinkan secara langsung menggunakan periode fundamental pendekatan (T_a) sesuai pada SNI 1726:2012 Ps 7.8.2

Tabel 2.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung (SNI 1726:2012)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.4 Kombinasi Pembebanan

Struktur komponen elemen harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban terfaktor dengan kombinasi berikut:

1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 R$
3. $1,2 D + 1,6 (L \text{ atau } R) + L \text{ atau } 0,5 W$
4. $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L \text{ atau } R)$
5. $1,2 D + 1,0 E + L$
6. $0,9 D + 1,0 W$
7. $0,9 D + 1,0 E$

Berdasarkan SNI 1726-2012, faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal menurut pasal 7.4 adalah:

8. $1,4DL$
9. $1,2DL+1,0 LL$
10. $1,2DL+1,6 (LL+H)$
11. $(1,2 + 0,2 S_{DS})D \pm (1,0EX+0,3EY) + 1,0LL$
12. $(1,2 + 0,2 S_{DS})D \pm (1,0EY+0,3EX) + 1,0LL$
13. $(0,9 - 0,2 S_{DS})D \pm (1,0EX+0,3EY) + 1,6 H$
14. $(0,9 - 0,2 S_{DS})D \pm (1,0EY+0,3EX) + 1,6 H$

2.5 Simpangan antar lantai

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.6, simpangan antarlantai tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin yang didapatkan dari tabel 2.6 yang dibedakan berdasarkan kategori resiko gempa dan desain strukturnya. Penentuan simpangan antar lantai dapat dilihat pada gambar 2.6.

Tabel 2.8 simpangan antar lantai ijin

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Keterangan tabel 2.6:

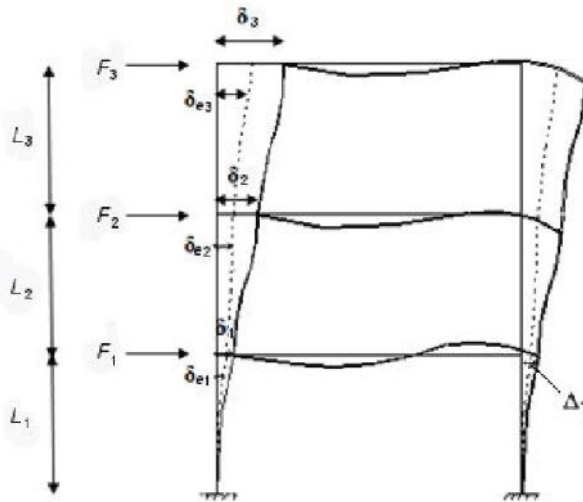
^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x

^b Untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismik D, E, dan F, simpangan antar lantai tingkat ijin harus sesuai dengan persyaratan 7.12.1.1.

^c Tidak boleh ada batasan simpangan antar lantai untuk struktur satu tingkat dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi

simpangan antar lantai tingkat. Persyaratan pemisahan struktur dalam 7.12.3 tidak diabaikan.

^d Struktur di mana sistem struktur dasar terdiri dari dinding geser batu bata yang didesain sebagai elemen vertikal kantilever dari dasar atau pendukung fondasinya yang dikontruksikan sedemikian agar penyaluran momen diantara dinding geser (kopel) dapat diabaikan.



Gambar 2.2 Penentuan simpangan antar lantai

Keterangan gambar 2.2:

F_3 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e3} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_3 = $C_d \delta_{e3} / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

$\delta_3 = (\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d / I_e$ a (Tabel 2.6)

Tingkat 2

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e2} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_2 = $C_d \delta_{e2} / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

$$\delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d / I_e \quad \text{(Tabel 2.6)}$$

Tingkat 1

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya

gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_1 = C_d \delta_{e1} / I_E$ = perpindahan yang diperbesar

$$\delta_1 = \delta_{e1} \quad \text{(Tabel 2.6)}$$

δ_1 = Simpangan antar lantai

δ_i / L_i = Rasio simpangan antar lantai

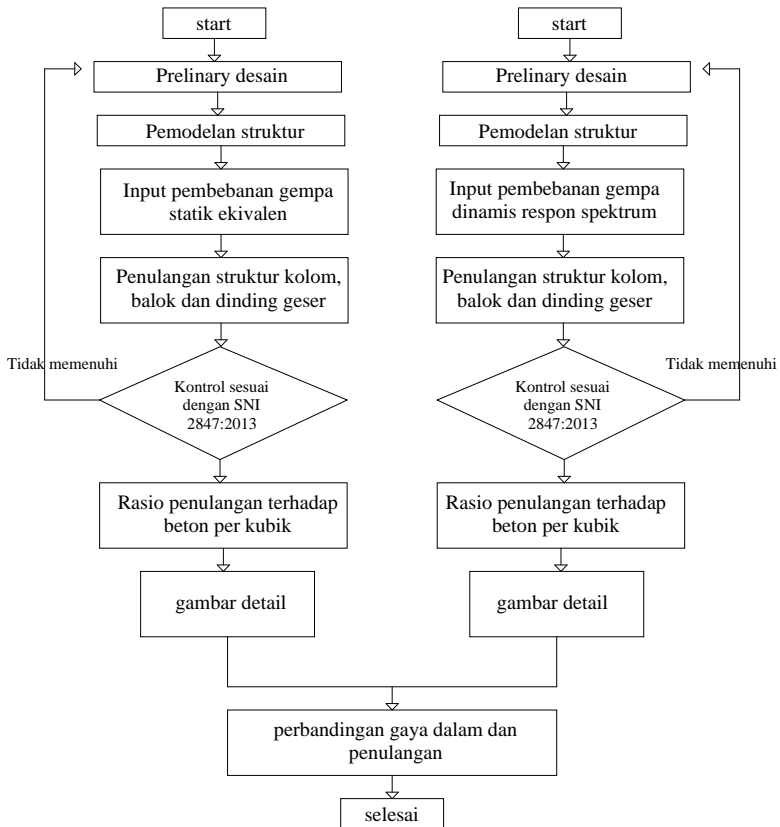
δ_3 = Perpindahan total

C_d = Faktor amplifikasi defleksi, Pasal 7.2.2

BAB III

METODOLOGI

Langkah – Langkah dalam penyusunan tugas akhir pada perancangan gedung Hotel Yello Surabaya dengan menggunakan metode perbandingan beban gempa dinamis respon spektrum dengan statik ekuivalen eksentris adalah sebagai berikut.



Gambar 3.1 Diagram alur pekerjaan

3.1 Preliminari desain

Tinggi minimum balok ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 9.5.2.2 dan lebar balok diasumsikan $\frac{1}{2}$ tinggi balok.

$$h_{\min} = \frac{l}{16}$$

Untuk f_y selain 420 Mpa, nilai h_{\min} dikalikan $(0,4 + f_y/700)$ jadi untuk f_y 400 Mpa

$$h_{\min} = \left(\frac{l}{16} \right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700} \right) \right)$$

3.2 Penulangan balok

Syarat komponen struktur balok

Bentang bersih komponen tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektif sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps 21.5.2

Lebar komponen balok tidak boleh kurang dari 0,3h dan 250 menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.3)

Perhitungan tulangan torsi

$$A_{cp} = b \times h$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h)$$

$$X_o = b - 2 \times \left(\text{selimut} + \frac{1}{2} \phi \text{ tul. transv} \right)$$

$$Y_o = h - 2 \times \left(\text{selimut} + \frac{1}{2} \phi \text{ tul. transv} \right)$$

$$A_{oh} = X_o \times Y_o$$

$$A_o = 0,85A_{oh}$$

$$P_h = 2 \times (X_o + Y_o)$$

Kontrol pangaruh torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 pengaruh torsi dapat diabaikan bila :

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)}$$

SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.1, penampang harus memenuhi persamaan berikut :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bd} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right)$$

Tulangan tambahan torsi

$$\frac{At}{s} = \frac{T_n}{2 A_o f_{yt}} \cot \theta$$

Kontrol Al minimal

$$A_{l_{min}} = \frac{0,42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

Penulangan lentur struktur balok

$$M_n = \frac{Mu}{\phi}$$

Perencanaan garis netral (x)

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} * d$$

$$X_{Max} = 0,75 * x_b$$

Luas tulangan lentur akibat gaya tarik

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x}{f_y}$$

Momen nominal tulangan lentur

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

Kontrol tulangan tekan leleh

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x} \right) 600$$

$$C_s' = T_2 = \frac{M_n - M_{nc}}{(d - d')}$$

$$A_s' = \frac{C_s'}{f_s' - 0,85 f_c'}$$

Luas tulangan tarik tambahan

$$A_{ss} = \frac{C_s'}{f_y}$$

Luas tulangan tarik perlu

$$A_s = A_{sc} + A_{ss} + \frac{1}{4} A_l$$

Luas tulangan tekan perlu

$$A_s' = A_s' + \frac{1}{4} A_l$$

Tulangan yang akan dipasang

$$n = \frac{A_s}{0,25 \pi d^2}$$

Tinggi blok tekan

$$a_{aktual} = \frac{(A_{s \text{ aktual}} f_y) - (A_{s' \text{ aktual}} f_s')}{0,85 f_c' b}$$

Perhitungan momen nominal

$$\phi M_n = \phi \left((A_s f_y - A_s' f_s') \left(d - \frac{a}{2} \right) + (A_s' f_s' (d - d')) \right)$$

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.2.2 bahwa kuat letur positif komponen struktr lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya.

$$\phi M_n^+ \geq 1/2 \phi M_u^-$$

Kontrol As minimum

Batas tulangan maksimum berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 21.5.2.

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} b * d$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$\frac{1,4}{f_y} b * d$$

Kontrol rasio tulangan

$$\begin{aligned} &= \frac{A_s}{b * d} \\ b &= \beta 1 \frac{0,85 * f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ \text{max} &= 0,75 \cdot b \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan geser balok

Tulangan trasnversal harus diproporsikan untuk menahan gaya geser $V_c = 0$ bila gaya geser V_{sway} lebih besar dari $\frac{1}{2} V_e$ disepanjang bentang dan $A_g * f_c / 20 > P_u$, menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.4.2

Momen tumpuan

$$\begin{aligned} a_{pr} &= \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f_c b} \\ M_{pr} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \end{aligned}$$

Gaya geser total pada muka kolom akibat gaya gravitasi yang bekerja

$$\frac{W_u * L_n}{2} = V_g$$

$$V_{\text{sway}} = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n}$$

$$v_{e1} = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} + v_g$$

$$v_{e2} = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} - v_g$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Nilai V_s tidak boleh lebih besar dari persamaan berikut, sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps 11.4.7.9

$$V_{\text{SMax}} = 0,66 * \sqrt{f_c} * b * d$$

Batas jarak maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.3.2, sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

$$S_{\text{max}} = d/4$$

$$S_{\text{max}} = 6 * \emptyset_{\text{lentur}}$$

$$S_{\text{max}} = 150 \text{ mm}$$

3.3 Perhitungan struktur kolom

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.6.1, gaya tekan aksial terfaktor P_u harus melebihi $(A_g * f_c') * 10$

Dimensi terpendek penampang kolom tidak boleh kurang dari 300 mm menurut SNI 2847:2013 Ps 21.6.1

Rasio dimensi penampang tidak boleh kurang dari 0,4

Kontrol kuat kolom balok lemah

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.6.2.2, jumlah kuat lentur nominal kolom (ΣM_c) yang merangkai kedalam joint, harus lebih besar 1,2 kali jumlah kuat lentur nominal balok (ΣM_{nb}) yang merangkai ke dalam joint

$$M_{nc} > 1,2 \quad M_{nb}$$

Menentukan momen nominal balok kiri dan kanan

$$M_{nb} = I_{lentur} * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0,85 * f_c' * b_{balok}} \right)$$

Desain tulangan geser

Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung kolom, sengkang tidak boleh kurang dari saah satu yang terbesar diantara sesuai SNI 2847:2013 Ps 21.6.4.4

$$A_{sh1} = 0,3 * \left(\frac{S_{bc} * f_c'}{f_{yt}} \right) * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0,09 * \left(\frac{S_{bc} * f_c'}{f_{yt}} \right)$$

$$\begin{aligned} b_c &= \text{lebar inti penampang diukur dari sisi luar sengkang} \\ &= b_{kolom} - 2 \text{selimut} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= \text{lua inti penampang kolom} \\ &= (b_{Kolom} - 2 \text{selimut}) * (h_{Kolom} - 2 \text{selimut}) \end{aligned}$$

$$A_g = b_{Kolom} * h_{kolom}$$

Kontrol maksimum tulangan geser

Menurut SNI 2847:2013 Ps. 21.6.4.3 dan Ps 21.6.4.5 sengkang maksimum pada sepanjang l_o

$$S_{Max} = \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom}$$

$$S_{Max} = 6 * d_{longitudinal}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$h_x = 2/3 bc$$

So/Smax tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm

Tulangan sengkang ditumpuan diperlukan sepanjang l_o dari ujung ujung kolom dengan nilai l_o menurut SNI 2847:2013 Ps 21.6.4.1

Perhitungan gaya geser desain (V_e)

V_e tidak perlu lebih besar dari V_{Sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok

$$V_{Sway} = \frac{M_{pr.atas} DF_{atas} + M_{pr.bawah} DF_{bawah}}{L}$$

Karena kolom mempunyai kekakuan dilantai atas dan bawah sama, maka $DF_{atas} = DF_{Bawah} = 0,5$

Besarnya nilai V_e akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat geser tulangan (V_s), V_c dianggap 0 jika sesuai SNI 21.6.5.2

$$P_u > A_g * f_c / 10$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} b * d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$A_{vs}/s = \frac{V_s}{f_y * d}$$

Tulangan geser diluar sendi plastis

$$V_c = 0,17 * \left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right) \lambda \sqrt{f_c} * b_{klom} * d$$

Hubungan balok dan kolom

Persyaratan desain hubungan balok dan kolom sesuai SNI 2847:2013 Ps 21.7.2.3

Kontrol dimensi penampang

h atau b kolom tidak boleh kurang dari $20d_b$

$$750 > 20 \cdot 22 = 440$$

Harus ada tulangan sengkang dalam join Ps 21.7.3.1

Luas efektif penampang pertemuan balok dan kolom (A_j) yang dihitung dari h_{Kolom} dikali lebar join efektif (l_j)

$$l_{j1} = b_{\text{balok}} + h_{\text{Kolom}}$$

$$l_{j2} = b_{\text{Balok}} + (2 \cdot l_x)$$

$$l_x = (b_{\text{kolom}} - b_{\text{balok}}) / 2$$

$$A_j = h_{\text{Kolom}} \cdot l_j$$

Penulangan geser pada join HBK

Peraturan menjelaskan bahwa tulangan geser pada join dibutuhkan setidaknya $\frac{1}{2}$ geser yang dibutuhkan pada daerah sendi plastis SNI 2847:2013 Ps 21.7.3.2

$$A_{sh2/s} = 0,5 \cdot 0,09 \cdot \left(\frac{b_c \cdot 30}{400} \right)$$

Tulangan geser yang diperlukan

$$S = A_{S_{\text{Geser}}} / (A_{sh2/s})$$

Jumlah tulangan yang dipasang pada join

$$H_{\text{bersih}} = h_{\text{Balok}} - 2(s_{\text{selimut}} + d_{\text{geser}} + d_{\text{lentur}})$$

Kontrol kuat geser pada HBK

$$T_1 = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y$$

$$V_u = V_j = V_{\text{sway}} - T_1 - C_2$$

$$V_n = 1,7 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j$$

3.4 Penulangan dinding geser

SNI 2847:2013 Ps 21.9.2.2 mengharuskan baja tulangan vertikal dan horizontal masing-masing dipasang dua lapis jika:

$$V_u > 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$A_{cv} = P_w \cdot T_w$$

SNI 2847:2012 Ps 21.9.2.1 mengharuskan rasio tulangan longitudinal ρ_l dan tulangan transversal ρ_t minimum adalah 0,0025 dan spasi maksimum masing-masing tulangan adalah 450 mm

$$0,0025 A_{cv}$$

Perhitungan kuat geser dinding bertulang

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.9.4.1, kuat geser nominal dinding struktural dapat dihitung dengan persamaan dibawah ini

$$V_n = A_{cv} (c \cdot \sqrt{f_c} + \rho_t \cdot f_y)$$

Jika:

$$c = 0,25 \text{ untuk } H_w/P_w < 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } H_w/P_w > 2$$

Rasio tulangan logitudinal terpasang

$$t = 2 * A_{SD16} / (s * T_w)$$

SNI 2847:2013 Ps 21.9.4.4, membatasi kuat geser maksimum dinding struktur

$$V_{n_{Max}} = 0,83 * A_{cv} * \sqrt{f_c}$$

Pemeriksaan terhadap syarat komponen batas khusus berdasarkan pendekatan tegangan

Komponen batas khusus diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi $0,2f_c'$

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u * y}{I_g} > 0,2f_c'$$

$$A_g = T_w * P_w$$

$$I_g = \frac{T_w * H_w^3}{12}$$

$$y = P_w / 2$$

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.9.6.4, Elemen pembatas khusus dengan panjang tidak kurang dari persamaan dibawah

$$c - (0,1 * L_w) \text{ dan } c/2$$

Menurut *Iswandi* berdasarkan UBC 1976 rasio tulangan tidak boleh kurang dari 0,005

Digunakan hoop dengan tulangan D13, jarak maksimum hoop ditentukan oleh yang terkecil diantara berikut

$$\frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil} = \frac{1}{4} * 350 \text{ mm}$$

Penulangan confinement disepanjang badan dinding geser

Jarak maksimum hoop ditentukan oleh yang terkecil diantara berikut:

$$\frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil} = \frac{1}{4} * 350 \text{ mm}$$

$$6 * D$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 * s * b_c * f_{cr}}{f_{yt}}$$

(Halaman sengajah dikosongkan)

BAB IV

ANALISA dan PEMBAHASAN

4.1 Data perencanaan

Dalam perencanaan ini menggunakan struktur Hotel Yello Surabaya

Lokasi : Jl. Jemursari, Surabaya

Guna Bangunan : Hotel

Jumlah lantai : 9 lantai, 1 Basement

Mutu beton (f_c') : 30 Mpa

Mutu baja (f_y) : 400 Mpa

Jenis struktur : sistem ganda

4.2 Perencanaan Dimensi Struktur

Preliminari

Data yang diperlukan untuk perencanaan dimensi awal yg diperlukan adalah gambar denah. Tinggi minimum balok ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 9.5.2.2 dan lebar balok diasumsikan $\frac{1}{2}$ tinggi balok.

$$h_{\min} = \frac{l}{16}$$

Untuk f_y selain 420 Mpa, nilai h_{\min} dikalikan $(0,4 + f_y/700)$ jadi untuk f_y 400 Mpa

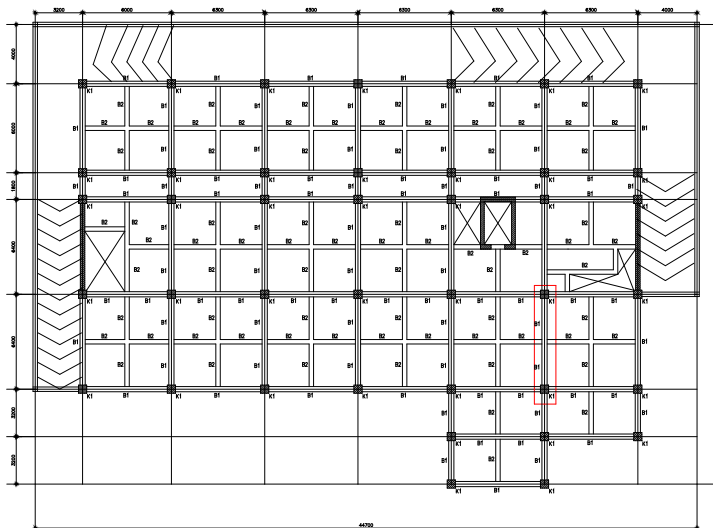
$$h_{\min} = \left(\frac{l}{16} \right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700} \right) \right)$$

Ketentuan Perencanaan $\frac{I_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{I_{balok}}{L_{balok}}$

$$\frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L_{kolom}} \geq \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L_{balok}}$$

Dimana $h = b \frac{\frac{1}{12} x h^4}{H_{kolom}} \geq \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L_{balok}}$

Menurut SNI 2847:2013 Ps 14.5.3.1 ketebalan minimum dinding geser tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang dinding secara lateral atau kurang dari 100 mm



Gambar 4.1 Tinjauan preliminar balok

Balok (B1) yang ditinjau dengan bentang antar kolom 6,4 m.

$$h = \frac{l}{16} \times \left(0,4 + \frac{fy}{700}\right)$$

$$h_{\min} = \left(\frac{6400}{16}\right) \left(0,4 + \left(\frac{400}{700}\right)\right) = 389 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} 700 \text{ mm} = 350 \text{ mm}$$

Balok yg ditinjau adalah balok B2 pada as 7'D-7'E dengan bentang terpanjang balok $L = 6400 \text{ mm}$

B2 dengan panjang portal (L) = 6400 mm

$$h = \frac{l}{16} \times \left(0,4 + \frac{fy}{700}\right)$$

$$h_{\min} = \left(\frac{6400}{16}\right) \left(0,4 + \left(\frac{400}{700}\right)\right) = 389 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} 600 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok dan Tie Beam

Type Balok	Tinggi (h) mm	Lebar (b) mm
B1	700	350
B2	600	300
Tie Beam	800	400

Preliminari Kolom

Tinggi kolom = 3400 mm

Bentang Balok = 6400 mm

Dimensi balok B1 = 400x800

$$\text{Ketentuan Perencanaan } \frac{I_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{I_{balok}}{L_{balok}}$$

Perhitungan

$$\frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L_{kolom}} \geq \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L_{balok}}$$

$$\text{Dimana } h = b \frac{\frac{1}{12} x h^4}{H_{kolom}} \geq \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L_{balok}}$$

$$\frac{\frac{1}{12} x h^4}{L_{kolom}} \geq \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L_{balok}}$$

$$\frac{\frac{1}{12} x h^4}{3400} \geq \frac{\frac{1}{12} x 400 x 800^3}{6400}$$

$$h^4 = 63776562500$$

$$h = \sqrt[4]{63776562500} = 502,53 \text{ mm} \quad 750 \text{ mm}$$

$$h = b = 750 \text{ mm}$$

Preliminari Shearwall dan Basement Wall

Menurut SNI 2847:2013 Ps 14.5.3.1 ketebalan minimum dinding geser tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang dinding secara lateral atau kurang dari 100 mm

$$\text{Tinggi} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang} = 6400 \text{ mm}$$

Syarat yang telah ditentukan

$$H/25 = \frac{4000}{25} = 160 \text{ mm}$$

$$P/25 = \frac{6400}{25} = 256 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tebal dinding 350 mm

Preliminari Desain Plat

Tipe plat rencana = 120 mm

Kuat tekan beton f_c = 30 Mpa

Kuat leleh f_y = 400 Mpa

Rencana tebal plat = 120 mm

Bentang panjang (L_y) = 3200 mm

Bentang pendek (L_x) = 3150 mm

Balok B1 = 400x800

Balok B2 = 300x600

Tebal minimum plat lantai harus memenuhi syarat SNI

2847:2013 Ps 9.5.3.2

$m \geq 0.2$ tebal plat 125 mm

SNI 2847:2013 Ps 9.5.3.3

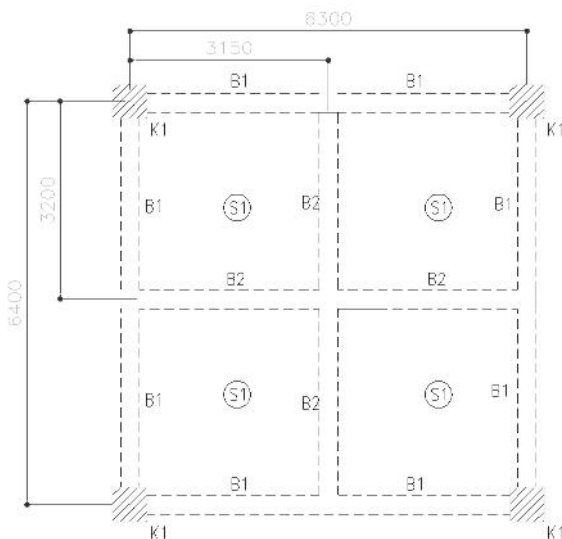
$0.2 \leq \alpha_m \leq 2$ tebal plat minimum

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari 125 mm}$$

$m > 2$

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

Plat yang ditinjau sebagai berikut



Gambar 4.2 Tinjauan preliminari plat

Bentang Bersih Plat lantai

$$Ln = Ly - \left(\frac{Bw1}{2} + \frac{Bw2}{2} \right)$$

$$Ln = 3200 - \left(\frac{400}{2} + \frac{300}{2} \right) = 2800 \text{ mm}$$

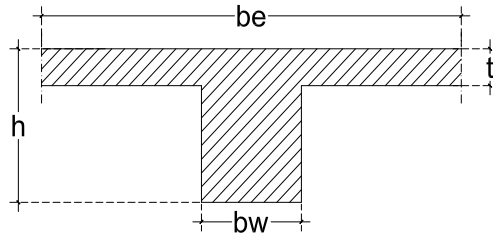
$$Sn = Ln - \left(\frac{Bw1}{2} + \frac{Bw2}{2} \right)$$

$$Sn = 3150 - \left(\frac{350}{2} + \frac{300}{2} \right) = 2750 \text{ mm}$$

Rasio bentang plat

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{2850}{2800} = 1,018 \text{ mm} < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Menentukan lebar efektif sayap balok



Gambar 4.3 Penampang balok interior

$$B_e = B_w + 2(h-t)$$

$$B_e = 400 + 2(800-120) = 1760 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{1760}{400}\right) \left(\frac{120}{800}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{120}{800}\right) + 4 \left(\frac{120}{800}\right)^2 + \left(\frac{1760}{400} - 1\right) \left(\frac{120}{800}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{1760}{400} - 1\right) \left(\frac{120}{800}\right)}$$

$$= 3,2 \text{ mm}^4$$

Inersia Balok

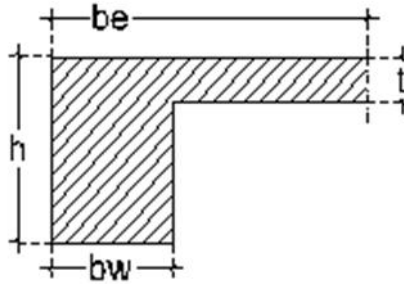
$$I_B = \frac{k \cdot b_w \cdot h^3}{12} = \frac{3,2 \cdot 400 \cdot 800^3}{12} = 3106970667 \text{ mm}^4$$

Inersia Plat

$$I_s = \frac{S_n \cdot t^3}{12} = \frac{2750 \cdot 120^3}{12} = 403200000 \text{ mm}^4$$

Rasio balok terhadap plat

$$\alpha_1 = \frac{IB}{IS} = \frac{3106970667}{403200000} = 7,7057$$



Gambar 4.4 Penampang balok eksterior

$$Be = Bw + 2(h-t)$$

$$Be = 300 + 2(600-120) = 1260 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

K=

$$1 + \frac{\left(\frac{1260}{300}\right)\left(\frac{120}{600}\right)\left[4 - 6\left(\frac{120}{600}\right) + 4\left(\frac{120}{600}\right)^2 + \left(\frac{1260}{300} - 1\right)\left(\frac{120}{600}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1260}{300} - 1\right)\left(\frac{120}{600}\right)} =$$

$$2,986 \text{ mm}^4$$

Inersia Balok

$$I_B = \frac{k \cdot b \cdot w \cdot h^3}{12} = \frac{2,986 \cdot 300 \cdot 600^3}{12} = 1612224000 \text{ mm}^4$$

Inersia Plat

$$I_S = \frac{S \cdot n \cdot t^3}{12} = \frac{2800 \cdot 120^3}{12} = 403200000 \text{ mm}^4$$

Rasio balok terhadap plat

$$\alpha_1 = \frac{I_B}{I_S} = \frac{1612224000}{403200000} = 3,9985$$

Rasio rata-rata

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{7,7057 + 3,9985}{2} = 5,852 \geq 2,000$$

$m > 2$ sesuai SNI 2847:2013 Ps 9.5.3.3

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

$$h = \frac{2850 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \cdot 1,018} = 68,517 \text{ mm} < 90 \text{ mm}$$

tebal plat tidak boleh kurang dari 90 mm sehingga digunakan tebal plat 120 mm

4.3 Pembebanan

Pembebanan mengacu pada SNI 1727-2013, ASCE 7-2002, dan brosur. Beban meliputi beban mati, beban hidup, beban lateral tanah, beban angin.

Beban Mati

Beban mati terdiri atas berat sendiri struktur dan pelengkap permanen pada gedung

Tabel 4.2 Macam beban mati

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA BANGUNAN			
NO	JENIS BEBAN	BERAT	SAT
1	<i>Berat Volume Beton</i>	2400	kg/m ³
2	<i>Beban dinding</i>	90	kg/m ²
3	<i>Spesi Dinding</i>	1	kg/m ²
4	<i>Beban Spesi Keramik</i>	38	kg/m ²
5	<i>Beban Keramik</i>	18	kg/m ²
6	<i>Beban Plafond</i>	5	kg/m ²
7	<i>Beban Rangka Plafond</i>	6	kg/m ²
8	<i>Beban Ducting Mekanikal</i>	19	kg/m ²
9	<i>Beban Waterprof Atap</i>	5	kg/m ²
10	<i>Beban Railing Tangga</i>	11	kg/m ²
10	<i>Beban Lift</i>	7644	kg/m ²

11	<i>Beban Floor Hardener</i>	7	kg/m ²
----	-----------------------------	---	-------------------

Beban hidup

Beban hidup terdiri dari beban akibat fungsi dan pemakaian gedung yang mengacu pada SNI 1727:2013 tabel 4.1

Tabel 4.3 Rekap beban hidup

MACAM BEBAN HIDUP			
NO	JENIS BEBAN	BERAT	SAT
1	<i>Beban hidup lantai hotel</i>	144	kg/m ²
2	<i>Beban Hidup Lantai Parkir</i>	192	kg/m ²
3	<i>R. Meeting (Kursi Dapat Dipindahkan)</i>	479	kg/m ²
5	<i>Ruang makan dan restoran</i>	479	kg/m ²
6	<i>Loby</i>	479	kg/m ²
7	<i>Tangga dan bordes</i>	133	kg/m ²
		198	kg/m ²
8	<i>Beban hidup atap</i>	105	kg/m ²
9	<i>Beban hidup atap air hujan</i>	87	kg/m ²

Beban-beban hidup diatas sudah direduksi sesuai dengan SNI 1727-2013.

Beban angin

Beban angin yang diterima oleh elemen dinding akan didistribusikann pada kolom meurut SNI 1727:2013 Ps 26 dan 27.

Beban angin minnum diterima oleh kolom pada elevasi +3,7 m dari permukaan tanah yang merupakan lantai 2 dari struktur

Tabel 4.4 Beban Angin minimum

Permukaan	P	Satuan
Dinding di sisi angin datang	14,85	N/m ²
Dinding di sisi angin pergi	-14,69	N/m ²
Dinding tepi	-23,02	N/m ²

Beban angin maksimum diterima oleh kolom pada elevasi *top floor* dari struktur

Tabel 4.6 Beban angin maksimum

Permukaan	P	Satuan
Dinding di sisi angin datang	26,57	N/m ²
Dinding di sisi angin pergi	-26,28	N/m ²
Dinding tepi	-41,19	N/m ²

Beban angin pada dinding akan didistribusikan ke kolom dengan perhitungan berdasarkan SNI 1727-2013 ps1 26 dan 27

Beban angin pada lantai 2 yaitu

4.4 Pemebebanan gempa

Perhitungan beban gempa menggunakan analisa respon spektrum dan statik ekivalen berdasarkan SNI 1726:2013

Menentukan Klasifikasi Situs Tanah

Data Tanah menggunakan SPT (*Standart Penetration Test*), danah tanah didapat dari Lab Tanah ITS Surabaya, tinggi muka air tanah pada elevasi -1,5 m dari elevasi ± 0.00 m dari data tanah, elevasi

± 0.00 m struktur eksisting diasumsikan sama dengan elevasi elevasi ± 0.00 m dari data tanah

Tabel 4.6 Tabel data tanah

Lapisan ke i	tebal lapisan	jenis tanah	Nilai N-SPT	N-SPT rata-rata	di/Ni
	(di) (m)				
1	4	Lempung berlanau	7	7	0,57
2	4	Lanau berpasir	5	2,5	1,60
3	5	Lempung berlanau	7	3,5	1,43
4	7	Lempung berlanau	24	8	0,88
5	10	Lempung berlanau	95	23,75	0,42
Total	30			44,75	4,90

$$\bar{N} = \frac{\sum d_i}{\sum d_i / N_i} = \frac{30}{4,90} = 6,12$$

Keterangan :

i : Lapisan tanah ke- i

N_i : Tahanan penetrasi standart (pukulan)

d_i : Tebal lapisan atau kedalaman lapisan tanah (m¹)

Berdasarkan hasil analisa data tanah, maka didapatkan dlasifikasi situs tanah lunak (SE) sesuai dengan SNI 1726:2012 tabel 3

Tabel 4.7 Tabel klasifikasi situs (SNI 1726:2012 tabel 3)

Kelas Situs	\bar{V}_s	N or N_{oh}	\bar{s}_M
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	>100 kN/m ²
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m ²
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m ²
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tana tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$ Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Menentukan parameter percepatan terpetakan

Menentukan parameter percepatan gempa terpetakan (S_s dan S_1) berdasarkan peta hazard indonesia tahun 2010 untuk gempa

rencana 2500 tahun pada wilayah kota Surabaya didapat nilai sebagai berikut:

Percepatan batuan dasar perioda pendek (S_s) = 0,7

Percepatan batuan dasar perioda 1 detik (S_1) = 0,25

Menentukan kategori resiko dan faktor keutamaan gempa

Penentuan kategori resiko bangunan berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 1, untuk jenis pemanfaatan gedung sebagai gedung perhotelan dikategorikan II dengan faktor keutamaan gempa (I_e) adalah 1,0

Menentukan faktor koefisien situs

Menentukan koefisien situs (F_a dan F_v) mengacu pada SNI 1726:2012 tabel 4 dan 5

Tabel 4.8 Koefisien situs F_a (SNI 1726:2012 tabel 4)

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode pendek				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_s					

Nilai S_s didapat 0,7 dari peta hazard Indonesia 2010 dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE), pada SNI 1726:2013 tabel 4 nilai S_s diantara 0,5 dan 0,75, maka dilakukan interpolasi sehingga mendapatkan Nilai F_a 1,3

Tabel 4.9 Koefisien situs F_v (SNI 1726:2012 tabel 5)

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode 1 s				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_I					

Nilai S_I didapat 0,25 dari peta hazard Indonesia 2010 dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE), pada SNI 1726:2013 tabel 4 nilai S_S diantara 0,2 dan 0,3, maka dilakukan interpolasi sehingga mendapatkan Nilai F_v 3,0

Menentukan parameter respon percepatan gempa

Menentukan parameter respon percepatan gempa mengacu pada SNI 1726:2012 Ps 6.2 dan 6.3

$$\begin{aligned}
 S_{MS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,3 \times 0,7 = 0,91
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{M1} &= F_v \times S_I \\
 &= 3 \times 0,25 = 0,75
 \end{aligned}$$

$$S_{ds} = 2/3 S_{MS}$$

$$= 2/3 \cdot 0,91 = 0,607$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$$

$$= 2/3 \cdot 0,75 = 0,5$$

Menentukan koefisien modifikasi respon

Penentuan modifikasi respon mengacu pada SNI 1726:2012 tabel 9.

Untuk tinjauan rangka beton bertulang pemikul momen khusus

$$\text{Koef. Modifikasi respon (R)} = 8$$

$$\text{Faktor kuat lebih sistem (} \phi \text{)} = 3$$

$$\text{Faktor pembesaran defleksi (C}_d\text{)} = 5,5$$

Untuk tinjauan dinding geser bertulang biasa

$$\text{Koef. Modifikasi respon (R)} = 6$$

$$\text{Faktor kuat lebih sistem (} \phi \text{)} = 2,5$$

$$\text{Faktor pembesaran defleksi (C}_d\text{)} = 5$$

4.5 Analisis beban gempa dinamis

Analisis dinamis untuk beban gempa menggunakan respon spektrum dengan memasukan hasil grafik respon gempa kedalam program analisis sesuai dengan SNI 1726:2013 Ps 6.4

Pada periode $T < T_0$, respon spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Pada periode $T_0 \leq T \leq T_s$, respon spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS}$$

Pada $T > T_s$, respon spektra percepatan :

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T}$$

Dengan :

$$T_0 = \frac{0,2S_{DI}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

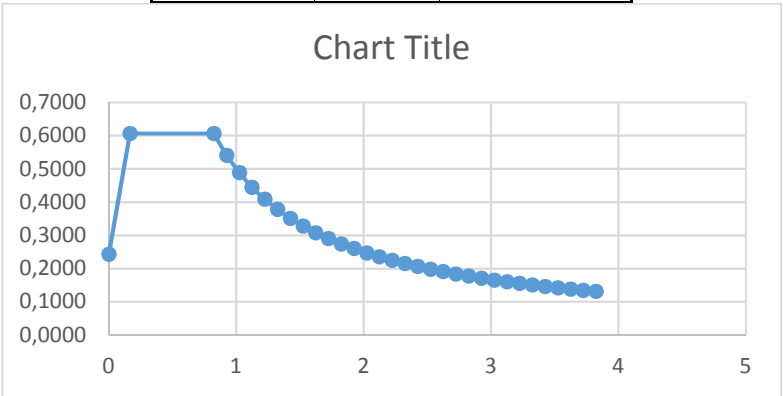
Dengan ketentuan persamaan diatas, didapat :

Tabel 4.10 Respon Spektrum

T	T	Sa
0	0	0,2427
To	0,165	0,6067
Ts	0,824	0,6067
Ts+0,1	0,924	0,5410
Ts+0,2	1,024	0,4882
Ts+0,3	1,124	0,4448
Ts+0,4	1,224	0,4084
Ts+0,5	1,324	0,3776
Ts+0,6	1,424	0,3511
Ts+0,7	1,524	0,3280

Ts+0,8	1,624	0,3078
Ts+0,9	1,724	0,2900
Ts+1,0	1,824	0,2741
Ts+1,1	1,924	0,2599
Ts+1,2	2,024	0,2470
Ts+1,3	2,124	0,2354
Ts+1,4	2,224	0,2248
Ts+1,5	2,324	0,2151
Ts+1,6	2,424	0,2063
Ts+1,7	2,524	0,1981
Ts+1,8	2,624	0,1905
Ts+1,9	2,724	0,1835
Ts+2,0	2,824	0,1770
Ts+2,1	2,924	0,1710
Ts+2,2	3,024	0,1653
Ts+2,3	3,124	0,1600
Ts+2,4	3,224	0,1551
Ts+2,5	3,324	0,1504
Ts+2,6	3,424	0,1460

Ts+2,7	3,524	0,1419
Ts+2,8	3,624	0,1380
Ts+2,9	3,724	0,1343
Ts+3,0	3,824	0,1307



Gambar 4.5 Grafik respon spektrum

Struktur bangunan yang akan direncanakan harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti SNI 1726-2012 pasal 6.5. Menentukan kategori desain seismik dapat mengacu pada tabel 4.3 dan 4.4.

Tabel 4.11 Kategori desain seismik perioda pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 4.12 Kategori desain seismik perioda 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

$$S_{DS} = 0,607$$

$$S_{D1} = 0,5$$

Kategori resiko = II

Jadi dapat disimpulkan perencanaan ini termasuk pada kategori resiko bangunan D.

4.6 Analisis beban gempa statik

Gaya gempa lateral yang bekerja pada pusat massa masing-masing lantai dapat diaplikasikan dengan cara mendistribusikan pada masing masing portal ke arah pembebanan yang terkait pada lantai tersebut. Pendistribusian dilakukan secara proporsional terhadap

kekakuan vertikal masing-masing portal dan bekerja di pusat masa masing-masing lantai

Beban gempa statik dipengaruhi oleh beban tiap lantai, berikut rekapitulasi beban yang ada paada tiap lantai

Tabel 4.13 Rekapitulasi pembebanan tiap lantai

REKAPITULASI BEBAN MATI SENDIRI, BEBAN MATI TAMBAHAN, DAN BEBAN HIDUP PADA BANGUNAN GEDUNG				
LANTAI	DL (kg)	SDL (kg)	LL (kg)	TOTAL (kg)
Basement	1.778.179	22.396	220.151	2.020.726
1	860.703	137.001	123.368	1.121.071
2	810.489	128.969	352.193	1.291.651
3	827.227	137.835	333.522	1.298.584
4	710.200	200.280	95.956	1.006.436
5	710.200	200.280	95.956	1.006.436
6	710.200	200.280	95.956	1.006.436
7	710.200	200.280	95.956	1.006.436
8	710.200	200.280	95.956	1.006.436
9	695.805	198.168	90.942	984.916
Atap	460.513	31.221	139.135	630.869
TOTAL	8.983.913	1.656.991	1.739.091	12.379.995

Konfigurasi struktur penumpu seperti kolom dan dinding geser memiliki lokasi masing masing tiap lantai yang berpengaruh pada pusat kekakuan struktur. Massa pada tiap lantai yang berbeda-beda memiliki pusat massa tersendiri yang dipengaruhi beban yang ada pada setiap lantai. Beriku adalah rekapitulasi pusat massa dan pusat kekakuan strukur pada tiap lantai.

Tabel 4.14 Rekapitulasi pusat massa struktur tiap lantai

Pusat Massa		
Descriptio	Xm	Ym
BASEMEN	23,363	17,265
LANTAI 1	22,940	15,648
LANTAI 2	22,126	16,500
LANTAI 3	24,924	14,346
LANTAI 4	25,528	15,298
LANTAI 5	25,528	15,298
LANTAI 6	25,528	15,298
LANTAI 7	25,528	15,298
LANTAI 8	25,528	15,298
LANTAI 9	25,528	15,299
Atap	24,329	17,216

Tabel 4.15 Rekapitulasi pusat kekakuan struktur tiapantai

Pusat Kekakuan		
Description	Xm	Ym
BASEMENT	23,787	16,091
LANTAI 1	24,050	15,591
LANTAI 2	24,050	15,591
LANTAI 3	25,131	16,447
LANTAI 4	25,131	16,447
LANTAI 5	25,131	16,447
LANTAI 6	25,131	16,447
LANTAI 7	25,131	16,447
LANTAI 8	25,131	16,447
LANTAI 9	25,131	16,447

Perbedaan pusat massa dan pusat kekakuan menimbulkan eksentrisitas arah X maupun arah Y yang berpengaruh pada besaran beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada tiap lantai.

Berikut eksentrisitas yang terjadi akibat perbedaan pusat massa dan pusat kekakuan pada tiap lantai

Gambar 4.16 Eksentrisitas tiap lantai

Lantai	Eksentrisitas	
	Xe	Ye
	Xm - Xk	Ym - Yk
Lt 1	-0,8471	-0,44257
Lt 2	-1,92381	0,908667
Lt 3	0,87381	-1,24591
Lt 4	0,396383	-1,14815
Lt 5	0,396383	-1,14815
Lt 6	0,396383	-1,14815
Lt 7	0,396383	-1,14815
Lt 8	0,396383	-1,14815
Lt 9	0,396828	-1,14775
Atap	-0,80191	0,769755

Beban gempa nominal statik ekuivalen yang bekerja pada pusat kekakuan tiap lantai mengacu pada SNI 1726:2012 Ps 7.8.3

$$F = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x h_x^k}$$

Dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya dasar seismik

W_i = Berat total struktur

W_x = Berat struktur tiap lantai

h_i = Tinggi total

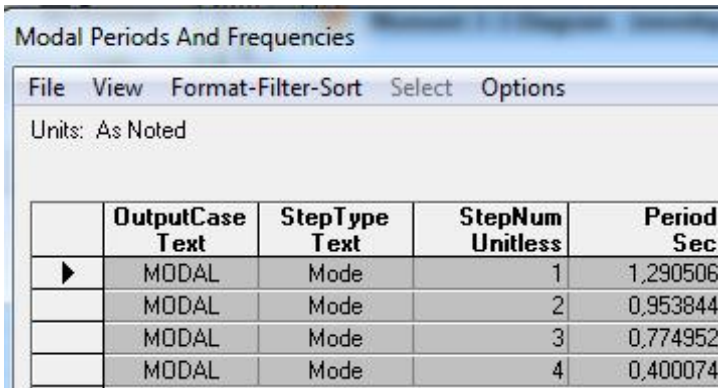
h_x = Tinggi tiap lantai

k = eksponen terkait dengan perioda struktur sebagai berikut: untuk periode sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$

untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih, $k=2$

untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus diinterposasi linier antara 1 dan 2

didapat periode 1,29 untuk arah X dan 0,95 untuk arah Y. Nilai k diinterpolasi dan didapat untuk arah x $k=1,4$ dan arah y nilai $k=1,23$



The screenshot shows a software window titled "Modal Periods And Frequencies". It has a menu bar with "File", "View", "Format-Filter-Sort", "Select", and "Options". Below the menu bar, it says "Units: As Noted". The main area contains a table with the following data:

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec
▶	MODAL	Mode	1	1,290506
	MODAL	Mode	2	0,953844
	MODAL	Mode	3	0,774952
	MODAL	Mode	4	0,400074

Gambar 4.6 Output periode

Beban gempa nominal tiap lantai arah X maupun arah Y, disajikan dalam tabel berikut.

Gaya dasar seismik mengacu pada SNI 1726:20013 Ps 7.8.1

$$V = C_s W$$

Tabel 4.17 Beban gempa nominal arah X

Lantai	W	hi (m)	k	Wi x hi ^k	Cvi	Cs	V	Fi
	Kg			(Kg)			Kg	Kg
				Wi x hi ^k	$\frac{(Wi \times hi^k)}{\sum (Wi \times hi^k)}$	$Sds/(R/I_e)$	Cs x W	Cvx*V
Lt 1	3.064.455	3,4	1,40	16.900.550	0,02	0,0484	599.571	13.939
Lt 2	1.296.487	7,4	1,40	21.162.475	0,03	0,0484	599.571	17.454
Lt 3	1.292.437	11,4	1,40	38.553.073	0,05	0,0484	599.571	31.798
Lt 4	975.853	15,4	1,40	44.287.011	0,06	0,0484	599.571	36.527
Lt 5	1.006.436	19,1	1,40	61.681.046	0,08	0,0484	599.571	50.873
Lt 6	1.006.436	22,8	1,40	78.967.565	0,11	0,0484	599.571	65.131
Lt 7	1.006.436	26,5	1,40	97.403.408	0,13	0,0484	599.571	80.336
Lt 8	1.006.436	30,2	1,40	116.888.075	0,16	0,0484	599.571	96.406
Lt 9	984.916	33,9	1,40	134.404.812	0,18	0,0484	599.571	110.854
Atap	740.103	37,6	1,40	116.701.901	0,16	0,0484	599.571	96.253
Total	12.379.995			726.949.916				599.571

Tabel 4.18 Beban gempa nominal arah Y

Lantai	W	hi (m)	k	Wi x hi ^k	Cvi	Cs	V	Fi
	Kg			(Kg)			Kg	Kg
				Wi x hi ^k	$\frac{(Wi \times hi^k)}{\sum (Wi \times hi^k)}$	$Sds/(R/I_e)$	Cs x W	Cvx*V
Lt 1	3.064.455	3,4	1,23	13.754.236	0,03	0,0874	1.081.588	34.903
Lt 2	1.296.487	7,4	1,23	15.109.420	0,04	0,0874	1.081.588	38.342
Lt 3	1.292.437	11,4	1,23	25.594.647	0,06	0,0874	1.081.588	64.950
Lt 4	975.853	15,4	1,23	27.949.872	0,07	0,0874	1.081.588	70.927
Lt 5	1.006.436	19,1	1,23	37.541.714	0,09	0,0874	1.081.588	95.267
Lt 6	1.006.436	22,8	1,23	46.651.565	0,11	0,0874	1.081.588	118.385
Lt 7	1.006.436	26,5	1,23	56.104.507	0,13	0,0874	1.081.588	142.373
Lt 8	1.006.436	30,2	1,23	65.862.643	0,15	0,0874	1.081.588	167.136
Lt 9	984.916	33,9	1,23	74.273.651	0,17	0,0874	1.081.588	188.480
Atap	740.103	37,6	1,23	63.376.023	0,15	0,0874	1.081.588	160.825
Total	12.379.995			426.218.279				1.081.588

Gaya gempa lateral ekuivalen diaplikasikan dengan cara mendistribusikan pada masing masing portal tiap lantai yang dilakukan secara proporsional terhadap kekakuan vertikal masing-masing portal.

Total pendistribusian gaya gempa pada pemodelan struktur harus sama dengan total gaya gempa lateral yang dihitung.



	OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf
▶	STATIK X	LinStatic	-599571,03	1,000000002432
	STATIK Y	LinStatic	1,000000007698	-1081588,07

Gambar 4.7 Total distribusi gaya gempa lateral ekuivalen pada pemodelan struktur

Total pendistribusian gaya gempa lateral ekuivalen pada pemodelan struktur sesuai dengan gaya gempa yang dihitung.

4.7 Pemodelan

Faktor skala gaya gempa

Faktor skala gaya gempa ditinjau dari 2 arah yang tegak lurus dengan persamaan sebagai berikut

$$\text{Faktor skala gaya gempa} = \frac{I}{R} \cdot g$$

Untuk arah tegak lurus dikalikan 30% dari arah gempa yang ditinjau. Untuk arah sumbu x merupakan sistem rangka pemikul momen dan arah y merupakan sistem dinding geser.

Dimana untuk SRPMK nilai $R = 8$, dan sistem dinding geser nilai $R = 6$ sesuai dengan SNI 1726:2012 tabel 9 dan faktor keutamaan gempa $I = 1$

Faktor skala gaya gempa untuk SRPMK

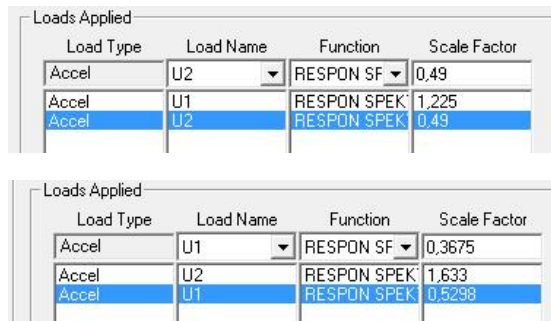
$$\frac{I}{R} \cdot g = \frac{1}{8} \cdot 9,8 = 1,225$$

Untuk arah tegak lurus $1,225 \times 30\% = 0,3675$

Faktor skala gaya gempa untuk sistem dinding geser

$$\frac{I}{R} \cdot g = \frac{1}{6} \cdot 9,8 = 1,633$$

Untuk arah tegak lurus $1,633 \times 30\% = 0,49$



Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	RESPON SF	0.49
Accel	U1	RESPON SPEK	1.225
Accel	U2	RESPON SPEK	0.49

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RESPON SF	0.3675
Accel	U2	RESPON SPEK	1.633
Accel	U1	RESPON SPEK	0.5298

Gambar 4.9 Faktor skala gaya gempa

Kontrol periode fundamental

Nilai waktu getar alami struktur (T) dibatasi oleh waktu getar alami fundamental untuk mencegah struktur terlalu fleksibel yang diatur dalam SNI 1726:2012 Ps 7.8.2.1

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

Dimana:

C_t = parameter pendekatan tipe struktur SNI 1726:2012 tabel 14

h_n = ketinggian struktur

x = parameter pendekatan tipe struktur SNI 1726:2012 tabel 14

Tabel 4.19 Nilai parameter period pendekatan C_t dan x (SNI 1726:2013 tabel 15)

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^b	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^c	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^d	0,75

Tabel 4.20 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung (SNI 1726:2013 tabel 14)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$> 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Waktu getar alami (T) untuk arah x adalah SRPMK

$$T_a = 0,0466 \times 37,6^{0,9} \approx 1,219$$

Waktu getar alami (T) untuk arah Y adalah sistem dinding geser

$$T_a = 0,0488 \times 37,6^{0,75} = 0,741$$

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps 7.8.2 periode fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi persamaan berikut:

Dengan $S_{D1} = 0,5$, Nila $C_u = 1,4$

$$T_{\max} = C_U \times T_a$$

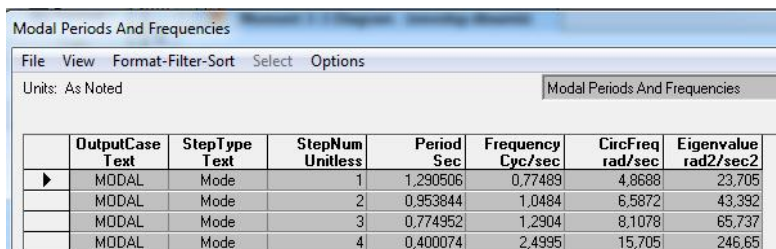
Untuk arah X SRPMK

$$T_{\max} = 1,4 \times 1,219 = 1,7068$$

Untuk arah Y sistem dinding geser

$$T_{\max} = 1,4 \times 0,714 = 1,0374$$

Dari pemodelan SAP2000 didapat nilai perioda sebagai berikut:



	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	1,290506	0,77489	4,8688	23,705
	MODAL	Mode	2	0,953844	1,0484	6,5872	43,392
	MODAL	Mode	3	0,774952	1,2904	8,1078	65,737
	MODAL	Mode	4	0,400074	2,4995	15,705	246,65

Gambar 4.10 Hasil periode dari pemodelan struktur

Nilai perioda hasil analisis SAP2000 didapat untuk arah X = 1,3025, dan untuk arah Y = 0,967

Perbandingan untuk nilai perioda fundamental sebagai berikut:

Untuk arah X sebagai SRPMK

T_a	T_{sap}	T_{\max}
1,219	1,29	1,7068

Untuk arah Y sebagai sistim dinding geser

T_a	T_{sap}	T_{\max}
0,7409	0,95	1,0374

Kesimpulan periode hasil analisis SAP2000 tidak kurang dari T_a dan tidak melebihi T_{max} untuk kedua sumbu.

Tinjauan struktur untuk periode menurut SNI 1726:2013 Ps 7.9.4.1

Jika $T_{sap} > C_u.T_a$ maka digunakan $T = C_u.T_a$

Jika $T_a < T_{sap} < C_u.T_a$ maka digunakan $T = T_{sap}$

Jika $T_{sap} < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Kesimpulan dari hasil analisa struktur yang digunakan adalah T_{sap}

Kontrol gaya gempa dasar dinamis

Kontrol gaya dinamis struktur untuk melihat apakah gaya gempa yang dimasukkan dengan menggunakan *response spectrum* sudah sesuai dengan yang disyaratkan oleh SNI 1726-2012 pasal 7.8.1. Untuk kontrol gaya gempa dasar dinamis ditentukan koefisien C_s adalah sebagai berikut:

$$C_{s \min} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \quad 0,01$$

Dimana

$$S_{DS} = 0,607$$

$$I_e = 1$$

$$C_{s \min} = 0,044 \cdot 0,607 \cdot 1 = 0,0267$$

Nilai C_s

Untuk arah x SRPMK dengan nilai $R = 8$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\frac{8}{1}} = 0,0758$$

Untuk arah Y sistem dinding geser dengan nilai $R = 6$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\frac{6}{1}} = 0,1011$$

Nilai $C_{s \max}$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana

$$S_{D1} = 0,5$$

$$T_{sap} \text{ (arah x)} = 1,29$$

$$T_{sap} \text{ (arah y)} = 0,95$$

Untuk arah X SRPMK dengan nilai $R = 8$

$$C_s = \frac{0,5}{1,29 \left(\frac{8}{1} \right)} = 0,048$$

Untuk arah Y sistem dinding geser dengan nilai $R = 6$

$$C_s = \frac{0,5}{0,967 \left(\frac{6}{1} \right)} = 0,087$$

Kesimpulan dari perhitungan nilai C_s diatas sebagai berikut

Tabel 4.21 Rekapitulasi nilai C_s

	C_s min	C_s	C_s max	C_s pakai
Arah X	0,0267	0,0758	0,048	0,048
Arah Y	0,0267	0,1011	0,087	0,087

Penentuan gaya geser dasar dinamis struktur menggunakan persamaan sesuai dengan SNI 1726:2017 Ps 7.8.1

$$V = C_s \cdot W_t$$

Dimana :

C_s : koefisien respons seismik.

W_t : total beban mati, beban mati tambahan, dan beban hidup

Tabel 4.22 Rekapitulasi berat total bangunan

REKAPITULASI BEBAN MATI SENDIRI, BEBAN MATI TAMBAHAN, DAN BEBAN HIDUP PADA BANGUNAN GEDUNG				
LANTAI	DL (kg)	SDL (kg)	LL (kg)	TOTAL (kg)
Basement	1.778.179	22.396	220.151	2.020.726
1	860.703	137.001	123.368	1.121.071
2	810.489	128.969	352.193	1.291.651
3	827.227	137.835	333.522	1.298.584
4	710.200	200.280	95.956	1.006.436
5	710.200	200.280	95.956	1.006.436
6	710.200	200.280	95.956	1.006.436
7	710.200	200.280	95.956	1.006.436
8	710.200	200.280	95.956	1.006.436
9	695.805	198.168	90.942	984.916
Atap	460.513	31.221	139.135	630.869
TOTAL	8.983.913	1.656.991	1.739.091	12.379.995

Untuk arah X SRPMK

$$V_X = C_s \cdot W_t$$

$$V_X = 0,04798 \times 12379995 = 599571 \text{ kg}$$

$$0,85 \times V_X = 0,85 \times 599571 = 509635 \text{ kg}$$

Untuk arah Y SRPMK

$$V_Y = C_s \cdot W_t$$

$$V_Y = 0,086168 \times 12846148 = 1081588 \text{ kg}$$

$$0,85 \times V_Y = 0,85 \times 1107045 = 919350 \text{ kg}$$

Hasil analisa dinamis gaya geser gempa dari SAP2000

Base Reactions									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted						Base Reactions			
	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m
	RSPK	LinRespSpec	Max	344797.49	173689.81	3633.85	3994185.25	7672965.2	7143554.02
	RSPY	LinRespSpec	Max	103322.63	578352.87	7937.09	13308782.63	2312622.94	13185596.4

Gambar 4.11 Hasil base reaction dari pemodelan struktur

Untuk Arah X = 344797 Kg

Untuk Arah Y = 578353 Kg

Untuk $V_{SAP} < 0,85$ V, maka memerlukan faktor pengali untuk pembesaran skala gaya gempa

Faktor pembesaran gaya arah X

$$\frac{509635}{344797} \times \left(\frac{1}{8} \cdot 9,8\right) = 1,81$$

Faktor pembesaran gaya arah Y

$$\frac{919350}{678353} \times \left(\frac{1}{6} \cdot 9,8\right) = 2,59$$

Skala pembesaran arah tegak lurus sebesar 30%

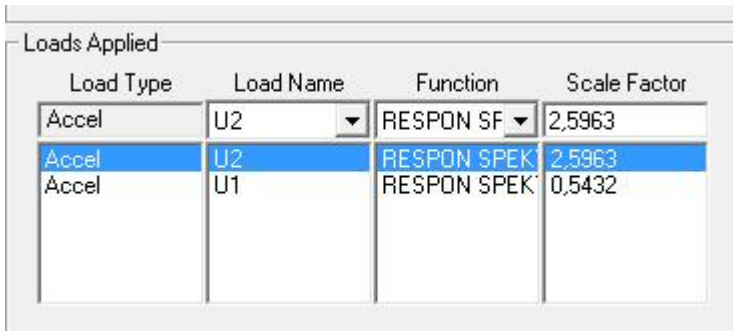
Untuk arah X SRPMK

$$30\% \text{ Arah Y} = 0,3 \times 2,545 = 0,77$$

Untuk arah Y sistem dinding geser

$$30\% \text{ Arah x} = 0,3 \times 1,766 = 0,543$$

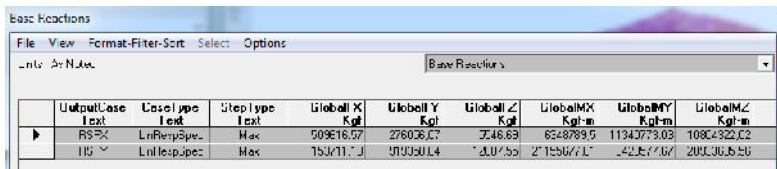
Loads Applied			
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RESPON SF	1,8106
Accel	U1	RESPON SPEK	1,8106
Accel	U2	RESPON SPEK	0,7789



Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	RESPON SF	2,5963
Accel	U2	RESPON SPEK	2,5963
Accel	U1	RESPON SPEK	0,5432

Gambar 4.12 Faktor skala pembesarn gaya gempa

Hasil base reaction setelah disertakan faktor pengali sebagai berikut



Output Case Text	Case type Text	Step type Text	Global X Kg	Global Y Kg	Global Z Kg	Global MX Kg-m	Global MY Kg-m	Global MZ Kg-m
RESPX	LnRespSpec	Max	509616.57	276026.67	2748.63	6548789.5	11343773.03	10864322.62
115	LnRespSpec	Max	750711.7	919350.14	2748.63	27155677.6	44257766	200036556

Gambar 4.13 Hasil base reaction dari peodelan struktur setelah dikalikan skala pembesaran gaya gempa.

Untuk arah X = 509616 Kg

Untuk arah Y = 919350 Kg

Ketentuan $V_{SAP} > 0,85$ V telah memenuhi syarat sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2013 Ps 7.9.4

4.8 Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan megacu pada SNI 1726:2012 yang harus mampu dipikul oleh struktur,

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Kombinasi yang digunakan pada pemodelan struktur

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5Lr (Lr \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6L + 0,5R (Lr \text{ atau } R)$
4. $1,2D + 1,6Lr (Lr \text{ atau } R) + 1,0L (L \text{ atau } 0,5W)$
5. $1,2D + 1,6Lr (Lr \text{ atau } R) + 0,5W (L \text{ atau } 0,5W)$
6. $1,2D + 1,6R (Lr \text{ atau } R) + 1,0L (L \text{ atau } 0,5W)$
7. $1,2D + 1,6R (Lr \text{ atau } R) + 0,5W (L \text{ atau } 0,5W)$
8. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5Lr (Lr \text{ atau } R)$
9. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5R (Lr \text{ atau } R)$
10. $0,9D + 1,0W$

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D,E,F, harus sama dengan 1,3 sesuai SNI 1726:2012 Ps 7.3.4.2.

Kombinasi dasar untuk desain kekuatan menurut SNI 1726:2012 Ps 7.4.2.3

5. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + Q_E + L$
7. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + Q_E$

Dimana $S_{DS} = 0,607$

Kombinasi yang digunakan pada pemodelan struktur akibat gempa dinamis

1. $1,2D + 1,0RSPX + 1,0L$
2. $1,2D + 1,0RSPY + 1,0L$
3. $0,9D + 1,0RSPX$
4. $0,9D + 1,0RSPY$
5. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + RSPX + 1,0L$
 $1,3214D + 1,3RSPX + 1L$
6. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + RSPY + 1,0L$
 $1,3214D + 1,3RSPX + 1L$
7. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + RSPX$
 $0,7786D + 1,3RSPX$
8. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + RSPY$
 $0,7786D + 1,3RSPY$

Kombinasi yang digunakan pada pemodelan struktur akibat gempa statik

1. $1,2D + 1,0SX + 1,0L$
2. $1,2D + 1,0SY + 1,0L$
3. $0,9D + 1,0SX$
4. $0,9D + 1,0SY$
5. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + SX + 1,0L$
 $1,3214D + 1,3SX + 1L$
6. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + SY + 1,0L$
 $1,3214D + 1,3SY + 1L$
7. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + SX$
 $0,7786D + 1,3SX$
8. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + SY$
 $0,7786D + 1,3SY$

Keterangan

- D = Beban Mati
 Lr = Beban hidup pada atap
 L = Beban hidup
 R = Beban Hujan
 W = Beban angin
 RSPX = Beban gempa dinamis arah X
 RSPY = Beban gempa dinamis arah Y

- S_X = Beban gempa statik arah X
 S_Y = Beban gempa statik arah Y
 r = Faktor redudansi

4.9 Simpangan antar lantai

Simpangan antar lantai telah ditetapkan sesuai SNI 1726:2012 Ps 7.8.6. Untuk mengetahui besarnya simpangan antar lantai, perlu dicari dulu nilai perpindahan elastis δ_{ex}

$$s = \frac{C_d \delta_{ex}}{I_e}$$

Dimana :

- C_d = Faktor pembesaran defleksi
 = 5,5 untuk rangka pemikul momen
 = 5 untuk sistem dinding geser
 δ_{ex} = Defleksi pada lantai x dengan analisis elastis
 I_e = Faktor keutamaan gempa 1,0 untuk kategori resiko II

Simpangan antar lantai s tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (α) sesuai dengan SNI 1726:2012 tabel 16

Tabel 4.23 Simpangan antar lantai ijin (α)

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Hasil perhitungan simpangan antar lantai direkap pada tabel berikut :

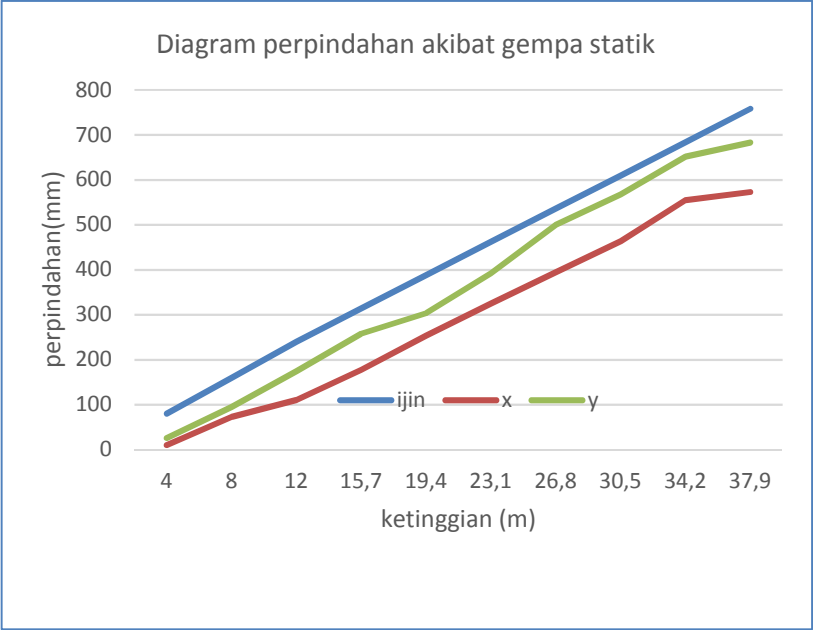
Untuk analisa simpangan antar lantai akibat beban gempa statik

Tabel 4.24 Kontrol simpangan antar lantai arah X akibat beban gempa statik

Defleksi arah X akibat gempa statik				
δ_{ex}	Δ_s	h_{sx}	Δa (Ijin)	Deskripsi
	$(\delta_{ex} - \delta_{ex-1})Cd/I_e$	(mm)	$0,02 * h_{sx}$	$\Delta_s < \Delta_a$
10,17	50,85	4000	80	aman
73,00	155,00	4000	160	aman
111,00	190,00	4000	240	aman
178,00	304,00	3700	314	aman
254,00	380,00	3700	388	aman
325,00	355,00	3700	462	aman
395,00	350,00	3700	536	aman
464,00	345,00	3700	610	aman
555,00	455,00	3700	684	aman
573,00	90,00	3700	758	aman

Tabel 4.25 Kontrol simpangan antar lantai arah Y akibat beban gempa statik

Defleksi arah Y akibat gempa statik				
δ_{ex}	Δ_s	h_{sx}	Δa (Ijin)	Deskripsi
	$(\delta_{ex} - \delta_{ex-1})Cd/1e$	(mm)	$0,02 * h_{sx}$	$\Delta_s < \Delta_a$
26,00	63,00	4000	80	aman
95,00	159,00	4000	160	aman
175,00	230,00	4000	240	aman
258,00	312,00	3700	314	aman
303,72	251,48	3700	388	aman
392,05	385,00	3700	462	aman
500,00	493,00	3700	536	aman
567,79	372,85	3700	610	aman
651,60	460,93	3700	684	aman
683,00	172,72	3700	758	aman



Gambar 4.14 Simpangan antar lantai akibat beban gempa statik

Untuk analisa simpangan antar lantai akibat beban gempa dinamis

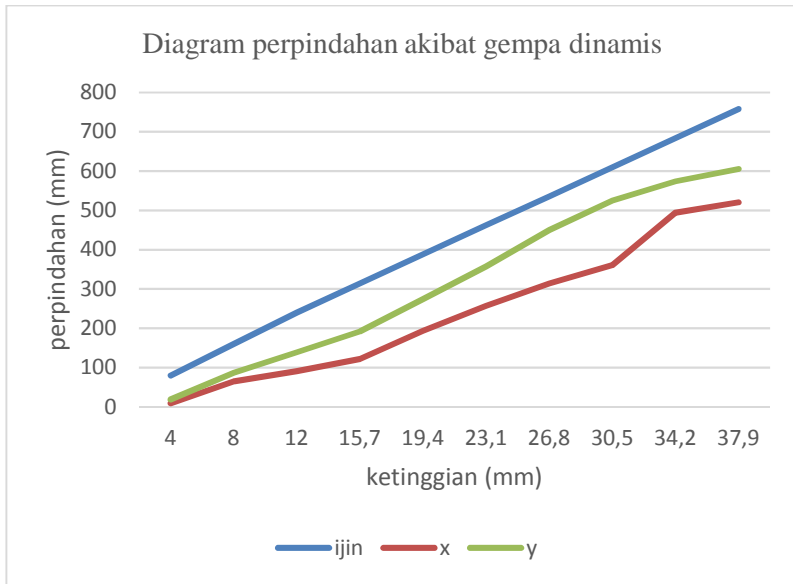
Sumbu X sistem dinding geser

Tabel 4.26 Kontrol simpangan antar lantai arah X akibat beban gempa dinamis

Defleksi arah X akibat gempa dinamis				
δ_{ex}	Δ_s	h_{sx}	Δa (ljin)	Deskripsi
	$\delta_x^*(Cd/Ie)$	(mm)	$0,02 \cdot h_{sx}$	$\Delta_s < \Delta_a$
9,57	47,86	4000	80	aman
65,50	139,00	4000	160	aman
91,00	127,52	4000	240	aman
122,00	155,00	3700	314	aman
194,00	360,00	3700	388	aman
257,00	315,00	3700	462	aman
314,00	285,00	3700	536	aman
361,00	235,00	3700	610	aman
494,23	666,14	3700	684	aman
520,42	130,96	3700	758	aman

Tabel 4.27 Kontrol simpangan antar lantai arah Y akibat beban gempa dinamis

Defleksi arah Y akibat gempa dinamis				
δ_{ex}	Δ_s	h_{sx}	Δa (Ijin)	Deskripsi
	$\delta_x^*(Cd/Ie)$	(mm)	$0,02 \cdot h_{sx}$	$\Delta_s < \Delta_a$
19,14	55,00	4000	80	aman
87,00	153,00	4000	160	aman
139,00	186,00	4000	240	aman
192,00	291,50	3700	314	aman
274,00	351,00	3700	388	aman
357,00	456,50	3700	462	aman
450,00	511,50	3700	536	aman
525,00	412,50	3700	610	aman
574,00	269,50	3700	684	aman
605,00	170,50	3700	758	aman



Gambar 4.15 Simpangan antar lantai akibat beban gempa dinamis

4.10 Kontrol dual sistem

Menurut SI 1726:2012 bahwa sistem rangka pemikul momen harus minimu menahan 25% dari beban geser nominal total yang bekerja pada struktur. Presentase antara gaya dasar yang dihasilkan oleh sistem rangka pemikul momen dan dinding geser dengan cara menjumlah reaksi reaksi pada perletakan sistem rangka pemikul momen dan dinding geser untuk tiap kombinasi pembebanan gempa. Hasil dari persentase disajikan dalam tabel sebagai berikut.

Tabel 4.28 Presentase struktru dalam menahan gaya gempa

KOMBINASI PEMBEBANAN	SW		OP		PRESENTASE	
	F1/FX	F2/FY	F1/FX	F2/FY	F1/FX	F2/FY
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	%	%
0,7786DL + 1,3SEY + 1LL	733851	988076	915573	2010556	44%	33%
0,7786DL + 1,3SEX + 1LL	515988	1004248	1963234	869478	21%	54%
0,7786DL + 1,3RSPX + 1LL	293506	558188	1127756	318890	21%	64%
0,7786DL + 1,3 RSPY + 1LL	362624	422794	287877	1150554	56%	27%
0,9DL + 1SEX	433085	810434	1517828	687250	22%	54%
0,9DL + 1SEY	578171	858492	707790	1555474	45%	36%
0,9DL + 1RSPX	241467	450347	874056	257314	22%	64%
0,9DL + 1RSPY	235825	404622	258102	906580	48%	31%
1,2DL + 1SEX + 1LL	586632	974175	1545577	735784	28%	57%
1,2DL + 1SEY + 1LL	621612	1055350	727353	1585008	46%	40%
1,2DL + 1RSPX + 1LL	321253	523545	883204	295618	27%	64%
1,2DL + 1RSPY + 1LL	235825	404622	258102	906580	48%	31%
1,3214DL + 1,3RSPY + 1LL	325714	489509	316749	1166317	51%	30%
1,3214DL + 1,3SEX + 1LL	660439	1141580	1989990	923256	25%	55%
1,3214DL + 1,3 SEY + 1LL	772186	1243085	930906	2038935	45%	38%
1,3214DL + 1,3RSPX + 1LL	361393	621191	1141375	360116	24%	63%

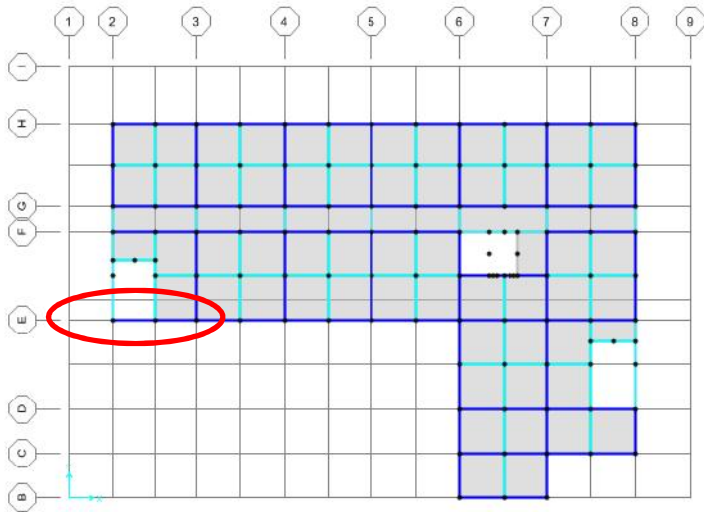
Dari hasil yang disajikan dalam tabel berikut bahwa sistem rangka pemikul momen daman memikul 25% gaya dasar dari semua kombinasi.

4.11 Desain struktur balok

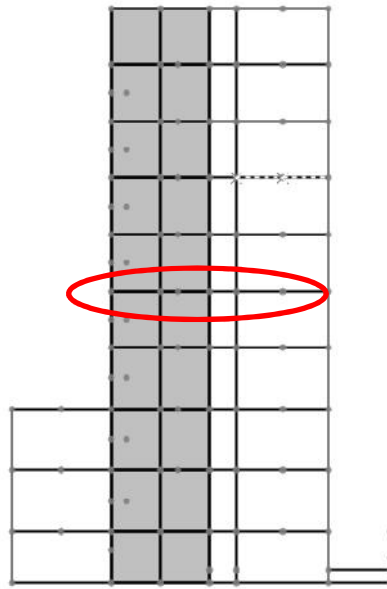
Perhitungan struktur balok dilakukan pada balok dengan dimensi 350x700 pada lantai 5 akibat kombinasi beban dinamis data perencanaan sebagai berikut.

- f_c' = 30 MPa
- f_y lentur = 400 MPa
- f_y geser = 400 MPa
- \emptyset lentur = 19 mm
- \emptyset geser = 12 mm
- \emptyset torsi = 16 mm
- Selimut = 40 mm (SNI 2847:2013 Ps 7.7.1)
- Jarak tulangan = 25 mm (SNI 2847:2013 Ps 7.6.1 dan 2)
- Jarak lapis tulangan = 25 mm (SNI 2847:2013 Ps 7.6.1 dan 2)

$J_d = 0,85$ (koefisien lengan momen)
 Reduksi kekuatan lentur = 0,9 (SNI Ps 9.3.2.1)
 Reduksi kekuatan geser = 0,75 (SNI Ps 9.3.2.3)
 Reduksi kekuatan torsi = 0,75 (SNI Ps 9.3.2.3)
 Faktor modifikasi beton () = 1 (SNI pa 8.6.1)



Gambar 4.16 Denah tinjauan balok tampak atas



Gambar 4.17 Denah tinjauan balok tampak samping

Cek syarat komponen struktur

Bentang bersih komponen tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektif sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps 21.5.2

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$L_n = L - \text{dimensi kolom}$$

$$= 6000 - 750 = 5250 \text{ mm}$$

Tinggi efektif

$$d = h - \text{selimut} - \text{Øsengkang} - \text{Ølentur} - (0,5 \text{ Jarak vertikal})$$

$$= 700 - 40 - 12 - 19 - (0,5 * 25)$$

$$= 638 \text{ mm}$$

$$4d = 4 * 638$$

$$= 2474 \text{ mm}$$

$4d < L_n$ Syarat memenuhi

Lebar komponen balok tidak boleh kurang dari 0,3h dan 250 menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.3)

$$0,3h = 0,3 * 700$$

$$= 210 \text{ mm}$$

$0,3h < 250 < b = 350$ Syarat memenuhi

1 untuk $f_c' = 30 \text{ MPa}$ sesuai SNI 2847:2013 Ps 10.2.7.3

$$1 = 0,85 - 0,05 * (f_c' - 28) / 7$$

$$= 0,84$$

Perhitungan luas rencana tulangan

Tulangan lentur

$$A_{S_{\text{Lentur}}} = 0,25 * d_{\text{lentur}}^2$$

$$= 0,25 * 3,14 * 19^2$$

$$= 283,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{geser}}} = 2 * 0,25 * d_{\text{lentur}}^2$$

$$= 2 * 0,25 * 3,14 * 12^2$$

$$= 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{torsi}}} = 0,25 * d_{\text{lentur}}^2$$

$$= 0,25 * 3,14 * 16^2$$

$$= 200,9 \text{ mm}^2$$

Output gaya dalam

Hasil output gay dalam akibat kombinasi beban gempa dinamis adalah sebagai berikut

$$\text{Mu-kanan}^+ = 156 \text{ KNm} \quad \text{gempa ultimit}$$

$$\text{Mu-kanan}^- = 475 \text{ KNm} \quad \text{gempa ultimit}$$

$$\text{Mu-kiri}^+ = 99 \text{ KNm} \quad \text{gempa ultimit}$$

$$\text{Mu-kiri}^- = 454 \text{ KNm} \quad \text{gempa ultimit}$$

$$\text{Mu-Lap}^+ = 250 \text{ KNm} \quad \text{gempa ultimit}$$

$$\text{Vu-kiri} = 67 \text{ KN} \quad \text{ultimit 1,2D+1,6L}$$

$$\text{Vu-kanan} = 73 \text{ KN} \quad \text{ultimit 1,2D+1,6L}$$

$$\text{Vg} = 30 \text{ KN} \quad \text{ultimit 1,2D+1,6L}$$

$$\text{Vu} = 155 \text{ KN} \quad \text{gempa ultimit}$$

$$\text{Pu} = 22 \text{ KN} \quad \text{gempa ultimit}$$

$$\text{Tu} = 13 \text{ KNm} \quad \text{gempa ultimit}$$

Perhitungan tulangan torsi

$$A_{cp} = b \times h = 350 \times 700 = 245000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (350 + 700) = 2100 \text{ mm}$$

$$X_o = b - 2 \times \left(\text{selimut} + \frac{1}{2} \varphi \text{ tul. transv} \right)$$

$$X_o = 350 - 2 \times (40 + 6,5) = 257 \text{ mm}$$

$$Y_o = h - 2 \times \left(\text{selimut} + \frac{1}{2} \varphi \text{ tul. transv} \right)$$

$$Y_o = 700 - 2 \times (40 + 6,5) = 607 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = X_o \times Y_o = 257 \times 607 = 155999 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 A_{oh} = 0,85 \times 155999 = 132599 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \times (X_o + Y_o) = 2 \times (257 + 607) = 1728 \text{ mm}$$

Kontrol pengaruh torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 pengaruh torsi dapat diabaikan bila :

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)}$$

$$61,46 \text{ kN} \leq 0,75 \times 0,083 \times 1,0 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{245000^2}{2100} \right)$$

$$9,7 \text{ kN} \leq 13 \text{ kN} \text{ (Tidak terpenuhi)}$$

Maka membutuhkan tulangan torsi

Kontrol penampang

SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.1, penampang harus memenuhi persamaan berikut :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bd} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right)$$

$$\begin{aligned}
& \sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d}{b d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right) \\
& \sqrt{\left(\frac{155 \times 10^3}{350 \times 638}\right)^2 + \left(\frac{13 \times 10^6 \times 1728}{1,7 \times 1155999^2}\right)^2} \\
& \leq 0,75 \left(\frac{0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 638}{350 \times 638} + 0,66 \sqrt{30} \right) \\
& \sqrt{3,154 + 3,622} \leq 0,75(0,931 + 3,615) \\
& 0,55 \text{ N/mm}^2 \leq 2,71 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

Karena persamaan tersebut terpenuhi, maka ukuran penampang dinyatakan sudah cukup.

Tulangan tambahan torsi

$$\frac{At}{s} = \frac{T_n}{2 A_o f_{yt}} \cot \theta$$

Untuk struktur non prategang, nilai θ adalah 45°

$$\frac{At}{s} = \frac{17,33 \times 10^6 / 0,75}{2 \times 1132599 \times 400} \times 1$$

$$\frac{At}{s} = \frac{81,95 \times 10^6}{123549387} \times 1 = 0,16 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kontrol Al minimal

$$Al_{min} = \frac{0,42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$Al_{min} = \frac{0,42 \times \sqrt{30} \times 245000}{400} - 0,16 \times 1728 \times \frac{400}{400}$$

$$Al_{min} = 1126 \text{ mm}^2$$

Tulangan tambahan torsi longitudinal tersebut dibagi merata pada 4 sisi balok yaitu atas, bawah, samping kanan, samping kiri. Jadi masing-masing sisi mendapatkan $\frac{1}{4}Al = \frac{1}{4} \times 1126 = 281 \text{ mm}^2$.

Pada sisi samping digunakan 2D16 dengan luas tulangan

$$2 \times 0,25\pi d^2 = 2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 402,13 \text{ mm}^2$$

Penulangan lentur daerah tumpuan

Direncanakan menggunakan tulangan ganda dengan kondisi *tension controlled* ($\phi = 0,9$) dan koefisien lengan momen ($jd=0,85$)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{Mu.kanan - \phi}{\phi} \\ &= \frac{475 \text{ Knm}}{0,9} = 527,8 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Perencanaan garis netral (x)

$$\begin{aligned} x_b &= \frac{600}{600 + f_y} * d \\ &= \frac{600}{600 + 400} * 638,5 \\ &= 371,1 \text{ mm} \\ X_{Max} &= 0,75 * x_b \\ &= 0,75 * 371,1 \\ &= 278,32 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$x < 0,75 * x_b = 278,32 \text{ mm}$$

maka nilai x diambil 120 mm

Luas tulangan lentur akibat gaya tarik

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{0,85 * \beta_1 * f_c * b * x}{f_y} \\ &= \frac{0,85 * 0,84 * 30 * 350 * 120}{400} = 2237 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Momen nominal tulangan lentur

$$M_{nc} = A_{sc} * f_y * \left(d - \frac{\beta_1 * x}{2} \right)$$

$$= 2424 * 400 * \left(618,5 - \frac{0,84 * 120}{2} \right)$$

$$= 525 \text{ KN}$$

$M_n - M_{nc} > 0$ perlu tulangan tekan (tulangan rangkap)

$$527,8 \text{ KNm} - 525 \text{ KN} = 2,06 \text{ KNm}$$

Maka dipasang tulangan rangkap

Kontrol tulangan tekan leleh

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x} \right) 600$$

$$= \left(1 - \frac{63}{120} \right) 600 = 287,5 \text{ MPa}$$

Karena $f_s' = 287,5 < f_s = 400$, maka tulangan tidak leleh $f_s' = f_s$

$$C_s' = T_2 = \frac{M_n - M_{nc}}{(d - d')} - \frac{19069717}{(638 - 63)}$$

$$= 3,6 \text{ KN}$$

$$A_s' = \frac{C_s'}{f_s' - 0,85 f_c'} = \frac{3,6 \times 10^3}{287,5 - 0,85 \times 30} = 13,7 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tarik tambahan

$$A_{ss} = \frac{C_s'}{f_y} = \frac{3,6 \text{ KN}}{400} = 8,9 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tarik perlu

$$A_s = A_{sc} + A_{ss} + \frac{1}{4} A_l$$

$$A_s = 2237 + 8,9 + 281 = 2528 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tekan perlu

$$A'_s = A'_s + \frac{1}{4}Al$$

$$A'_s = 13,7 + 281 = 295,36 \text{ mm}^2$$

Tulangan yang akan dipasang

$$n \text{ tarik} = \frac{A_s}{0,25\pi d^2} = \frac{2528}{0,25 \times \pi \times 19^2} = 10 \text{ buah}$$

$$A_{S_{\text{terpasang}}} - (0,25 \times 3,14 \times 19^2) \times 10 \\ = 2835 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 2528 \text{ mm}^2 < A_{S_{\text{terpasang}}} = 2835 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tekan} = \frac{A'_s}{0,25\pi d^2} = \frac{295,36}{0,25 \times \pi \times 22^2} = 2,3 \approx 6 \text{ buah}$$

$$A'_{s \text{ aktual}} = n 0,25\pi d^2 = 6 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 = 1701 \text{ mm}^2$$

Tulangan Tarik direncanakan 2 lapis, lapis 1 berisi 5 buah, lapis 2 berisi 5 buah.

$$s \text{ tarik} = \frac{b - (2 \times \text{selimut}) - (2 \times \text{senggang}) - (n \times d)}{(n - 1)}$$

$$s \text{ tarik} = \frac{350 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (5 \times 19)}{(5 - 1)}$$

$$s \text{ tarik} = \frac{350 - 80 - 26 - 132}{5} = 32,4 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Tinggi blok tekan

$$a_{\text{aktual}} = \frac{(A_{s \text{ aktual}} f_y) - (A'_{s \text{ aktual}} f'_s)}{0,85 f'_c b}$$

$$a_{aktual} = \frac{(2835 \times 400) - (1701 \times 304,62)}{0,85 \times 30 \times 350}$$

$$a_{aktual} = 72,27 \text{ mm}$$

Perhitungan momen nominal negatif

$$\phi M_n^- = \phi \left((A_s f_y - A_s' f_s') \left(d - \frac{a}{2} \right) + (A_s' f_s' (d - d')) \right)$$

$$\phi M_n^- = 0,9 \times \left((2835 \times 400 - 1701 \times 287,5) \times \left(638 - \frac{72,27}{2} \right) + (2835 \times 287,5 \times (638 - 63)) \right)$$

$$\phi M_n^- = 0,9 \times (1025,259) = 604 \text{ kN} - m$$

Perhitungan momen nominal

$$\phi M_n^+ = \phi (A_s' f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n^+ = 0,9 \times (2835 \times 400) \left(638 - \frac{72,27}{2} \right)$$

$$\phi M_n^+ = 353,3 \text{ kN} - m$$

Kontrol momen nominal terhadap momen ultimit

$$\phi M_n^- \geq M_u^-$$

$$603 \geq 475 \text{ (memenuhi)}$$

$$\phi M_n^+ \geq M_u^+$$

$$353,3 \geq 159 \text{ (memenuhi)}$$

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.2.2 bahwa kuat letur positif komponen struktr lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentr negatifnya.

$$\phi M_n^+ \geq 1/2 \phi M_u^-$$

$$353,3 \geq 302 \text{ (memenuhi)}$$

Kontrol As minimum

$$\begin{aligned} A_{S_{\min}} &= \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} b * d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4*400} 350 * 638 \\ &= 741,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$\begin{aligned} \frac{1,4}{f_y} b * d &= \frac{1,4}{400} 350 * 638 \\ &= 757,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{S_{\min}} = 741 \text{ mm}^2 < \frac{1,4}{f_y} b * d = 757,7 \text{ mm}^2 < A_{S_{\text{Pasang}}} = 2835 \text{ mm}^2$$

Syarat tulangan minimum terpenuhi

Kontrol rasio tulangan

$$\begin{aligned} &= \frac{A_s}{b*d} \\ &= \frac{2835}{350*638} \\ &= 0,0118 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= \beta 1 \frac{0,85*f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \\ &= 0,84 \frac{0,85*30}{400} \left(\frac{600}{600+400} \right) \\ &= 0,319 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max &= 0,75 \text{ b} \\ &= 0,75*0,319 \\ &= 0,02397 \end{aligned}$$

Batas tulangan maksimum berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 21.5.2.1

$$= 0,0118 < \max = 0,02397$$

$$= 0,0118 < 0,025$$

Syarat tulangan maksimum terpenuhi

Penulangan lentur daerah lapangan

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.2.2 baik kekuatan momen negatif atau positif pada sembarang penampang sepanjang komponen struktur tidak boleh kurang dari **seperempat** kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut,

$$M_u^- \geq \frac{1}{4} \phi M_{n \text{ terbesar}}$$

$$250 \geq \frac{1}{4} \times 602$$

$$250 \geq 151$$

Maka dalam perhitungan akan ditinjau terhadap momen ultimate yang terjadi sebesar 250 kN-m

$$M_u^+ \geq \frac{1}{4} \phi M_{n \text{ terbesar}}$$

$$95 \geq \frac{1}{4} \times 602$$

$$95 \geq 151$$

Maka dalam perhitungan akan ditinjau terhadap momen ultimate yang terjadi sebesar 151 kN-m.

Perhitungan tulangan tarik perlu

$$M_n^- = \frac{M_u^-}{\phi} = \frac{250}{0,9} = 277 \text{ kN} - \text{m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Perlu} &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} * \left(1 - \sqrt{\frac{2 * M_n}{0,85 * f_y * b * \text{balok} * d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 * 30}{400} * \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 277777,78}{0,85 * 400 * 350 * 618,5^2}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0039$$

$$A_s = (\rho_{\text{perlu}} bd) + \frac{1}{4} Al$$

$$A_s = (0,0039 \times 350 \times 638) + 281 = 1416,25 \text{ mm}^2$$

Perhitungan tulangan tekan perlu

$$M_n^+ = \frac{M_u^+}{\phi} = \frac{151}{0,9} = 162 \text{ kN} - m$$

$$\begin{aligned} \text{Perlu} &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} * \left(1 - \sqrt{\frac{2 * M_n}{0,85 * f_y * b * \text{balok} * d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 * 30}{400} * \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 162}{0,85 * 400 * 350 * 638^2}} \right) \\ &= 0,0039 \end{aligned}$$

$$A_s = (\rho_{\text{perlu}} bd) + \frac{1}{4} Al$$

$$A_s = (0,0027 \times 350 \times 638) + 281 = 886 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jumlah tulangan

$$n_{\text{tarik}} = \frac{A_s}{0,25 \pi d^2} = \frac{1416,25}{0,25 \times \pi \times 19^2} = 5 \text{ buah}$$

$$A_{s \text{ aktual}} = n 0,25 \pi d^2 = 5 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 = 1417 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tekan}} = \frac{A_s'}{0,25 \pi d^2} = \frac{886}{0,25 \times \pi \times 22^2} = 4 \text{ buah}$$

$$A_{s \text{ aktual}}' = n 0,25 \pi d^2 = 4 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 = 1134 \text{ mm}^2$$

Perhitungan momen nominal positif

$$\phi M_n^+ = \phi (A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n^+ = 0,9 \times (1134 \times 400) \times \left(638 - \frac{72,3}{2} \right)$$

$$\phi M_n^+ = 247 \text{ kN} - m$$

Perhitungan momen nominal negatif

$$\phi M_n^- = \phi (A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n^- = 0,9 \times (1417 \times 400) \times \left(638 - \frac{72,3}{2} \right)$$

$$\phi M_n^- = 309 \text{ kN} - m$$

Kontrol momen nominal terhadap momen ultimit

$$\phi M_n^- \geq M_u^-$$

$$309 \geq 277 \text{ (memenuhi)}$$

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.2.2 baik kekuatan momen negatif atau positif pada sembarang penampang sepanjang komponen struktur tidak boleh kurang dari **seperempat** kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari join tersebut,

$$\phi M_n^- \geq \frac{1}{4} M_{n \text{ terbesar}}$$

$$309 \geq 151 \text{ (memenuhi)}$$

$$\phi M_n^+ \geq \frac{1}{4} M_{n \text{ terbesar}}$$

$$247 \geq 151 \text{ (memenuhi)}$$

Kontrol rasio tulangan

$$\begin{aligned} \min &= 1,4/f_y \\ &= 1,4/400 \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\text{Perlu} = 0,0039 > \min = 0,0035$$

maka digunakan $\text{Perlu} = 0,0039$

Syarat tulangan maksimum terpenuhi

Kontrol As minimum

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\min}} &= \frac{\sqrt{fc}}{4fy} b * d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4*400} 350 * 638 \\
 &= 741,05 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$\begin{aligned}
 \frac{1,4}{fy} b * d &= \frac{1,4}{400} 350 * 628 \\
 &= 757,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{S_{\min}} = 741 \text{ mm}^2 < \frac{1,4}{fy} b * d = 757,7 \text{ mm}^2 < A_{S_{\text{Pasang}}} = 1417 \text{ mm}^2$$

Syarat tulangan minimum terpenuhi

Perhitungan tulangan geser balok

Luas tulangan tarik pada tumpuan

$$A_s = 2835 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tekan pada tumpuan

$$A_s' = 1701 \text{ mm}^2$$

Momen tumpuan negatif

$$\begin{aligned}
 a_{pr-} &= \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{1,25 * 2835 * 400}{0,85 * 30 * 350} \\
 &= 142,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr-} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-}}{2} \right) \\
 &= 1,25 * 2835 * 400 \left(638 - \frac{142,8}{2} \right) \\
 &= 697626655,4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$= 697,63 \text{ KNm}$$

Momen tumpuan positif

$$\begin{aligned}
 a_{pr+} &= \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{1,25 * 1701 * 400}{0,85 * 30 * 350} \\
 &= 95,255 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr+} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr+}}{2} \right) \\
 &= 1,25 * 1701 * 400 \left(638 - \frac{79,38}{2} \right) \\
 &= 485329913,8 \text{ Nmm} \\
 &= 485,33 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Gaya geser total pada muka kolom akibat gaya gravitasi yang bekerja

$$\begin{aligned}
 \frac{W_u * L_n}{2} &= V_g \\
 \frac{W_u * L_n}{2} &= 30 \text{ KN} \\
 V_{\text{Sway}} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} \\
 &= \frac{697,63 + 485,33}{5,25} \\
 &= 225,3 \text{ KN} \\
 v_{e1} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} + v_g \\
 v_{e1} &= \frac{697,63 + 485,33}{5,25} + 30 \\
 &= 298,3 \text{ KN} \\
 v_{e2} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} - v_g \\
 v_{e2} &= \frac{697,63 + 485,33}{5,25} - 30 \\
 &= 152,3 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Sehingga gaya geser yang dipakai adalah **$V_u = V_{e1} = 298,3 \text{ KN}$**

Tulangan trasnversal harus diproporsikan untuk menahan gaya geser $V_c = 0$ bila gaya geser V_{sway} lebih besar dari $\frac{1}{2} V_e$ disepanjang bentang dan $A_g * f_c / 20 > P_u$, menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.4.2

$$\begin{aligned}
 V_{\text{Sway}} &= 225,3 \text{ KN} \\
 \frac{1}{2} V_{e1} &= \frac{1}{2} * 298,3 \\
 &= 149,15 \text{ Kn} \\
 \frac{1}{2} V_{e2} &= \frac{1}{2} * 153,3 \\
 &= 76,15 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

$V_{\text{sway}} > \frac{1}{2} V_e$ disepanjang bentang

$$\frac{A_g * f_c / 20}{20} > P_u$$

$$\frac{350 * 700 * 30}{20} = 367500 \text{ N} > P_u = 190000 \text{ N}$$

Kebutuhan tulangan transversal

= 0,75 Faktor reduksi kekuatan SNI2847:2013 Ps 9.3.2.3

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{298,3}{0,75} - 0$$

$$= 397,77 \text{ KN}$$

$$= 397766,7 \text{ N}$$

Nilai V_s tidak boleh lebih besar dari persamaan berikut, sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps 11.4.7.9

$$V_{s\text{Max}} = 0,66 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$= 0,66 * \sqrt{30} * 300 * 638$$

$$= 782550,4 \text{ N}$$

$$= 782,55 \text{ KN}$$

$$V_s = 397,77 \text{ KN} < V_{s\text{Max}} = 782,55 \text{ KN}$$

Dipasang tulangan Ø12 dengan 2 kaki

$$A_v = 0,25 * 3,14 * \phi^2 * n$$

$$= 0,25 * 3,14 * 12^2 * 2$$

$$= 157 \text{ mm}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$= \frac{157 * 400 * 638}{397766,7}$$

$$= 97,6 \text{ mm}$$

Batas jarak maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.3.2, sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

$$S_{\text{max}} = d/4$$

$$= 618,5/4 = 154,6 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} = 6 * \phi_{\text{lentur}}$$

$$= 6 * 19 = 114 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan **Ø12-100 mm** sepanjang 2h dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom

$$2h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$$

Penulangan geser didaerah lapangan

Pemasangan tulangan geser diluar sendi plastis/didaerah lapangan dipasang sepanjang >2h

$$V_{uLap} = V_{ePlastis} - (2h \cdot W_u)$$

$$W_u = \frac{2 \cdot V_g}{\frac{Ln}{2 \cdot 73}}$$

$$= \frac{5,25}{5,25}$$

$$= 27,8 \text{ KN/m}$$

$$V_{uLap} = 298,3 - (1,4 \cdot 27,8)$$

$$= 259 \text{ KN}$$

Untuk daerah sendi plastis/daerah lapangan, kuat geser beton (V_c) diperhitungkan

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} b \cdot d$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{6} 350 \cdot 638$$

$$= 197613,7 \text{ N}$$

$$= 197,6 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_{uLap}}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{259}{0,75} - 197,6$$

$$= 146,8 \text{ KN}$$

$$= 146800 \text{ N}$$

Dipasang tulangan Ø12 dengan 2 kaki

$$A_v = 0,25 \cdot 3,14 \cdot \phi^2 \cdot n$$

$$= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \cdot 2$$

$$= 113 \text{ mm}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{157 \cdot 400 \cdot 618,5}{146800}$$

$$= 264,55 \text{ mm}$$

Batas tulangan geser maksimum balok diluar sendi plastis menurut SNI 2847:2013 Ps 21.5.3.4

$$\begin{aligned} S_{\max} &= d/2 \\ &= 618,5/2 = 309,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 8*d.lentur \\ &= 8*19 = 152 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 24*d.senggang \\ &= 24*10 \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **Ø10-150 mm** pada daerah luar sendi plastis/pada daerah lapangan.

Tabel.4.29 Rekapitulasi penulangan balok

Balok (B1)	Tumpuan	lapangan	tumpuan
tulangan atas	10D19	4D19	10D19
tulangan bawah	6D19	5D19	6D19
tulangan torsi	2D16	2D16	2D16
senggang	Ø12-100	Ø12-150	Ø12-100

Rekapitulasi hasil gaya dalam balok as E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis dan statik dijelaskan pada **tabel 4.30** dan **tabel 4.31**

Tabel. 4.30 Rekapitulasi gaya dalam balok As E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis

GAYA DALAM DINAMIS						
LANTAI	Mu-kanan ⁺ KNm	Mu-kanan ⁻ KNm	Mu-Lap ⁺ KNm	Mu-kiri ⁺ KNm	Mu-kiri ⁻ KNm	Vu KN
LT 1	29	275	201	40	308	77
LT 2	78	387	208	55	343	100
LT 3	118	411	210	62	390	121
LT 4	146	455	222	71	426	124
LT 5	156	475	250	99	454	155
LT 6	129	420	234	88	439	141
LT 7	115	388	222	63	380	124
LT 8	97	359	190	57	351	112
LT 9	56	320	167	34	311	76
ATAP	25	301	139	18	251	57

Tabel. 4.31 Rekapitulasi gaya dalam balok As E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa statik

GAYA DALAM STATIK						
LANTAI	Mu-kanan KNm	Mu-kanan KNm	Mu-Lap ⁺ KNm	Mu-kiri ⁺ KNm	Mu-kiri ⁻ KNm	Vu KN
LT 1	40	351	232	54	363	95
LT 2	114	478	239	87	429	122
LT 3	162	503	240	70	460	132
LT 4	175	511	258	89	462	142
LT 5	187	532	270	111	489	182
LT 6	174	476	269	98	469	152
LT 7	169	444	255	81	431	130
LT 8	136	401	221	72	399	115
LT 9	78	386	188	54	352	81
ATAP	32	366	150	25	289	65

Hasil perhitungan luasan tulangan yang terpasang pada balok As E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis lebih kecil dari pada akibat beban gempa statik yang disajikan pada **tabel 4.32** dan **tabel 4.33**.

Tabel 4.32 Rekapitulasi luas tulangan pada balok As E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis

lantai	DINAMIS					
	Tumpuan		Lapangan		sejangkang	
	atas	bawah	atas	bawah	tumpuan	lapangan
	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
LT 1	1701,17	1134,11	1134,11	1133,54	12D-100	12D-150
LT 2	2267,08	1134,11	1134,11	1133,54	12D-100	12D-150
LT 3	2550,47	1416,93	1134,11	1133,54	12D-100	12D-150
LT 4	2835,29	1701,17	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
LT 5	2835,29	1701,17	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
LT 6	2550,47	1417,64	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
LT 7	2267,08	1134,11	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
LT 8	2267,08	1134,11	1134,11	1133,54	12D-100	12D-150
LT 9	1983,70	1134,11	1134,11	1133,54	12D-100	12D-150
ATAP	1983,70	1134,11	1134,11	1133,54	12D-100	12D-150

Tabel 4.33 Rekapitulasi luas tulangan pada balok As E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa statik

lantai	STATIK					
	Tumpuan		Lapangan		sejangkang	
	atas	bawah	atas	bawah	tumpuan	lapangan
	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
LT 1	2267,08	1134,11	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
LT 2	2550,47	1134,11	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
LT 3	2835,29	1416,93	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
LT 4	3117,24	1701,17	1134,11	1701,17	12D-100	12D-150
LT 5	3117,24	1701,17	1134,11	1701,17	12D-100	12D-150
LT 6	2833,85	1417,64	1134,11	1701,17	12D-100	12D-150
LT 7	2550,47	1134,11	1134,11	1701,17	12D-100	12D-150
LT 8	2550,47	1134,11	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
LT 9	2267,08	1134,11	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150
ATAP	2267,08	1134,11	1134,11	1416,93	12D-100	12D-150

Gaya dalam pada balok as E2-E3 tiap lantai akibat beban gempa statik mengalami peningkatan sekitar 3%-32% dibandingkan akibat beban gempa dinamis yang dijelaskan pada **tabel 4.34**

Tabel 4.34 Prosentase peningkatan gaya dalam struktur balok As E2-E3 tiap lantai berdasarkan beban gempa dinamis terhadap beban gempa statik

LANTAI	Mu-kanan ⁺	Mu-kanan ⁻	Mu-Lap ⁺	Mu-kiri ⁺	Mu-kiri ⁻	Vu
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KN
LT 1	27,50%	21,65%	13,36%	25,93%	15,15%	18,95%
LT 2	31,58%	19,04%	12,97%	36,78%	20,05%	18,03%
LT 3	27,16%	18,29%	12,50%	11,43%	15,22%	8,33%
LT 4	16,57%	10,96%	13,95%	20,22%	7,79%	12,68%
LT 5	16,58%	10,71%	7,41%	10,81%	7,16%	14,84%
LT 6	25,86%	11,76%	13,01%	10,20%	6,40%	7,24%
LT 7	31,95%	12,61%	12,94%	22,22%	11,83%	4,62%
LT 8	28,68%	10,47%	14,03%	20,83%	12,03%	2,61%
LT 9	28,21%	17,10%	11,17%	37,04%	11,65%	6,17%
ATAP	21,88%	17,76%	7,33%	28,00%	13,15%	12,31%

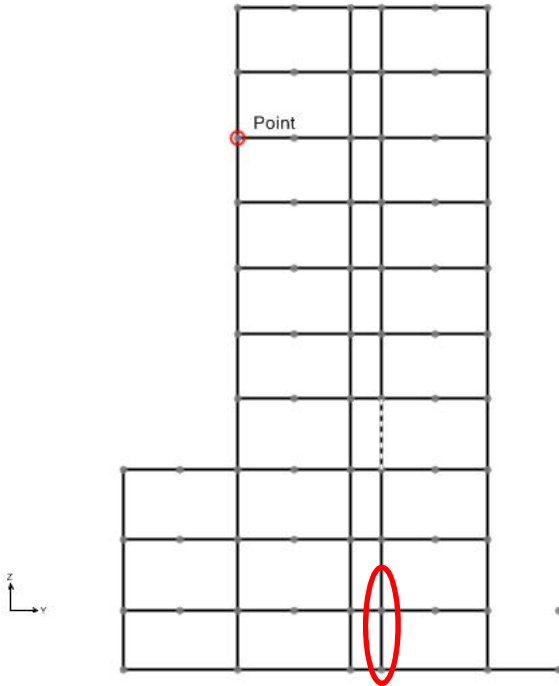
Berat tulangan balok As E2-E3 tiap lantai per m³ akibat beban gempa statik lebih besar dibandingkan berat tulangan per m³ akibat beban gempa dinamis yang disajikan dalam **tabel 4.35**

Tabel 4.35 Perbandingan berat tulangan balok per m³ As E2-E3 pada tiap lantai

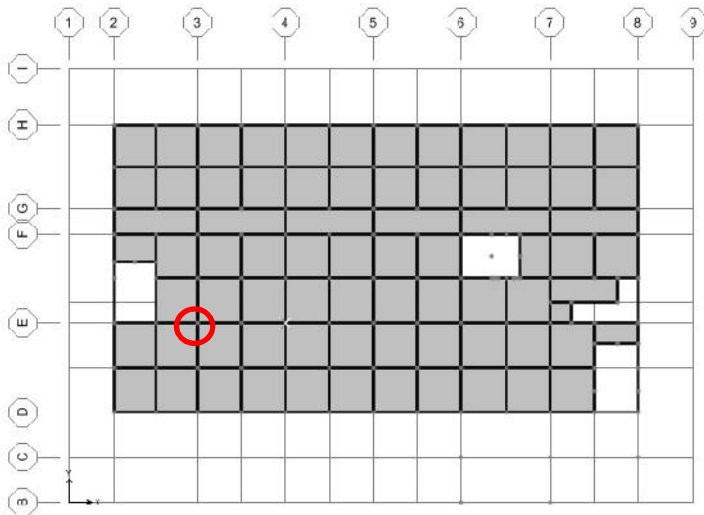
Lantai	Statik	Dinamis
	Kg/m ³	
LT 1	184,0	169,0
LT 2	189,0	179,0
LT 3	209,0	189,0
LT 4	209,0	204,0
LT 5	209,0	204,0
LT 6	209,0	189,0
LT 7	189,0	179,0
LT 8	189,0	179,0
LT 9	189,0	165,0
ATAP	189,0	165,0

4.12 Desain struktur kolom

Kolom yang akan ditinjau adalah kolom lantai basement dengan gambar ditunjukkan sebagai berikut



Gambar 4.18 Tinjauan kolom tampak samping



Gambar 4.19 Tampak atas struktur

Data perencanaan

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b_{\text{kolom}} = 750 \text{ mm}$$

$$h_{\text{kolom}} = 750 \text{ mm}$$

$$d_{\text{lentur}} = 22 \text{ mm}$$

$$d_{\text{geser}} = 13 \text{ mm}$$

Tabel 4.36 Gaya dalam struktur kolom akibat beban gempa dinamis

	Pu		Mx		My		Vux	Vuy
	Bawah	Atas	bawah	Atas	bawah	Atas		
dinamis	Kn	Kn	Knm	Knm	Knm	Knm	Kn	Kn
Basement	5561	5414	166	185	157	165	73	66
lt 1	4777	4805	249	320	239	280	78	71
lt 2	4095	4124	346	405	309	365	89	85
lt 3	3372	3301	420	454	398	395	97	93
lt 4	2592	2526	432	482	422	424	105	99
lt 5	1891	1825	442	450	439	445	116	109
lt 6	1285	1219	398	415	377	435	107	101
lt 7	812	724	331	380	315	377	91	81
lt 8	449	389	287	359	278	320	81	73
lt 9	194	145	256	289	244	256	70	61

Syarat aksial kolom

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.6.1, gaya tekan aksial terfaktor Pu harus melebihi $(A_g * f_c') * 10$

$$P_u = 5414 \text{ KN}$$

$$(A_g * f_c') / 10 = (h_{\text{kolom}} * b_{\text{kolom}} * f_c') / 10$$

$$= (750 * 740 * 30) / 10$$

$$= 1687500 \text{ N}$$

$$= 1687 \text{ KN}$$

$$P_u = 5414 \text{ KN} > (A_g * f_c') / 10 = 1687 \text{ KN}$$

Dimensi terpenek penampang kolom tdiak boleh kurang dari 300 mm menurut SNI 2847:2013 Ps 21.6.1

$$h_{\text{kolom}} = 750 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Rasio dimensi penampang tidk boleh kurang dari 0,4

$$b/h = 750/750$$

$$= 1 > 0,4$$

Kontrol kuat kolom balok lemah

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.6.2.2, jumlah kuat lentur nominal kolom (ΣM_c) yang merangkai kedalam join, harus lebih besar 1,2 kali jumlah kuat lentur nominal balok (M_{nb}) yang merangkai ke dalam join

$$M_{nc} > 1,2 \quad M_{nb}$$

Menentukan momen nominal balok kiri dan kanan

$$A_s = 1983,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 1134 \text{ mm}^2$$

$$M_{nb_{kiri}} = \text{lentur} * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0,85 * f_c' * b_{balok}} \right)$$

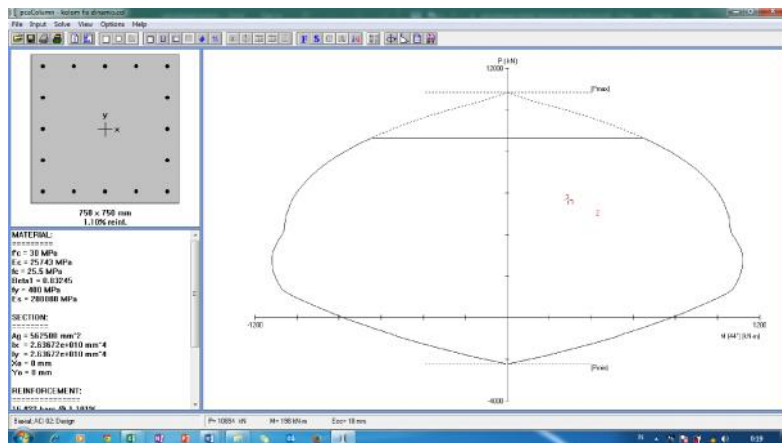
$$\begin{aligned} M_{nb_{kiri}} &= 0,9 * 1983,7 * 400' * \left(638 - \frac{1983,7 * 400}{2 * 0,85 * 30 * 350} \right) \\ &= 515,4 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$M_{nb_{kanan}} = \text{lentur} * A_{s'} * f_y * \left(d - \frac{A_{s'} * f_y}{2 * 0,85 * f_c' * b_{balok}} \right)$$

$$\begin{aligned} M_{nb_{anan}} &= 0,9 * 1134 * 400' * \left(638 - \frac{1134 * 400}{2 * 0,85 * 30 * 350} \right) \\ &= 410 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1,2 \quad M_{nb} &= 1,2 \quad M_{nb_{kiri}} + M_{nb_{kanan}} \\ &= 1,2(515,4 + 410) \\ &= 1110 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Dari tabel gaya dalam yang telah dipilih yang akan dimasukkan ke program SP-Column, sehingga menghasilkan diagram Aksial (P) dan Momen (M) seperti dibawah ini



Gambar 4.20 Output kombinasi aksial dan momen diagram interaksi

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notat

No.	Pu kN	Mux kN-m	Muy kN-m	fMnx kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	5561.0	166.0	157.0	746.5	706.1	4.497
2	5919.0	185.0	165.0	772.6	689.1	4.176
3	4777.0	249.0	239.0	761.0	730.4	3.056

*** Program completed as requested! ***

Gambar 4.21 Output momen nominal kolom

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= M_{nAtas} + M_{nbawah} \\
 &= 772 \text{ KNm} + 698 \text{ KNm} \\
 &= 1470 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$M_{nc} = 1470 \text{ KNm} > 1,2 \quad M_{nb} = 1110 \text{ KNm}$$

Syarat terpenuhi dengan menggunakan tulangan **16D22**

Desain tulangan geser

Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung kolom, sengkang tidak boleh kurang dari saah satu yang terbesar diantara sesuai SNI 2847:2013 Ps 21.6.4.4

$$Ash_1 = 0,3 * \left(\frac{Sbc * f_c'}{f_{yt}} \right) * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$Ash_2 = 0,09 * \left(\frac{Sbc * f_c}{f_{yt}} \right)$$

b_c = lebar inti penampang diukur dari sisi luar sengkang

$$= b_{kolom} - 2selimut$$

$$= 750 - (2 * 40)$$

$$= 670 \text{ mm}$$

A_{ch} = lua inti penampang kolom

$$= (b_{Kolom} - 2selimut) * (h_{Kolom} - 2selimut)$$

$$= (750 - 2 * 40) * (750 - 2 * 40)$$

$$= 448900 \text{ mm}^2$$

A_g = $b_{Kolom} * h_{kolom}$

$$= 750 * 750$$

$$= 562500 \text{ mm}^2$$

$$Ash_{1/s} = 0,3 * \left(\frac{670 * 30}{400} \right) * \left(\frac{562500}{448900} - 1 \right)$$

$$= 3,7 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$Ash_{2/s} = 0,09 * \left(\frac{bc * 30}{400} \right)$$

$$= 0,09 * \left(\frac{670 * 30}{400} \right)$$

$$= 3,9 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Nilai dipakai $A_{sh2/s} = 3,9 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Dicoba menggunakan sengkang 3kaki D13

$$A_{SGeser} = 3 * 0,25 * (\phi_{Geser})^2$$

$$= 3 * 3,14 * 0,25 * (13^2)$$

$$= 398 \text{ mm}^2$$

Kontrol maksimum tulangan geser

Menurut SNI 2847:2013 Ps. 21.6.4.3 dan Ps 21.6.4.5 sengkang maksimum pada sepanjang l_o

$$S_{Max} = \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom}$$

$$= \frac{1}{4} * 750$$

$$= 187,5 \text{ mm}$$

$$S_{Max} = 6 * d_{longitudinal}$$

$$= 6 * 22$$

$$= 132 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$h_x = \frac{2}{3} bc$$

$$= \frac{2}{3} * 670 = 446 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - 446}{3} \right)$$

$$= 67,7 \text{ mm}$$

So/Smax tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm

Coba jarak sengkang diambil **100 mm**

$$A_{sh}/s*s = 3,9*100 = 390 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 390 \text{ mm}^2 > A_{sh_{psang}} = 398 \text{ mm}^2$$

Tulangan sengkang ditumpuan diperlukan sepanjang l_o dari ujung ujung kolom dengan nilai l_o menurut SNI 2847:2013 Ps 21.6.4.1

Tinggi komponen struktur $h_{Kolom} = 750 \text{ mm}$

1/6 bentang bersih

$$L_n = 1/6*(L_{Kolom}-h_{balok})$$

$$= 1/6*(4000-750)$$

$$= 666 \text{ mm}$$

450 mm

Maka l_o diambil 750 mm untuk sengkang tumpuan

Sehingga sengkang 3D13-100 disepanjang 750 mm disetiap ujung kolom, dan diluar sendi plastis karena So tidak boleh melebihi 150 mm maka dipasang jarak 150 mm

Perhitugan gaya geser desain (V_e)

V_e tidak perlu lebih besar dari V_{Sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok

$$M_{pr_{Atas}} = 697 \text{ KNm}$$

$$M_{pr_{Bawah}} = 485,33 \text{ KNm}$$

$$V_{\text{Sway}} = \frac{M_{pr.atas} DF_{atas} + M_{pr.bawah} DF_{bawah}}{L}$$

Karena kolom mempunyai kekakuan dilantai atas dan bawah sama, maka $DF_{atas} = DF_{Bawah} = 0,5$

$$\begin{aligned} V_{\text{Sway}} &= \frac{(697 + 485,33) * 0,5 + (697 + 485,33) * 0,5}{4} \\ &= 313 \text{ KN} \end{aligned}$$

V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis

$$V_u = 85 \text{ KN}$$

Maka V_e digunakan 313 KN

Besarnya nilai V_e akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat geser tulangan (V_s), V_c dianggang 0 jika sesuai SNI 21.6.5.2

$$P_u > A_g * f_c / 10$$

$$P_u = 5414 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} A_g * f_c / 10 &= \frac{562500 * 30}{10} \\ &= 1687 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h_{\text{Kolom}} - \text{selimut} - \text{sengkang} - 0,5 d_{\text{lentur}} \\ &= 750 - 40 - 13 - 0,5 * 22 \\ &= 686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{6} b * d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{6} 750 * 686 \\ &= 369 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{313}{0,75} - 369 \\
 &= 49 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Sehingga

$$\begin{aligned}
 A_{vs}/s &= \frac{V_s}{f_y * d} \\
 A_{vs}/s &= \frac{49}{400 * 686} = 0,18 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$A_{sh}/2 = 3,9$$

$A_{vs}/s < A_{sh}/s$ maka sengkang jarak 100 dapat digunakan disepanjang l_o

Tulangan geser diluar sendi plastis

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 * \left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right) \lambda \sqrt{f_c} * b_{klor} * d \\
 &= 0,17 * \left(1 + \frac{5561}{14 * 562500}\right) 1 \sqrt{30} * 750 * 686 \\
 &= 323 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{313}{0,75} - 323 \\
 &= 95 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Sehingga

$$A_{vs}/s = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$A_{vs}/s = \frac{95}{400 \cdot 686} = 0,38 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh}/2 = 3,9$$

$A_{vs}/s < A_{sh}/s$ maka sengkang jarak 150 dapat digunakan disepanjang luar l_o

Hubungan balok dan kolom

Persyaratan desain hubungan balok dan kolom sesuai SNI 2847:2013 Ps 21.7.2.3

Kontrol dimensi penampang

h atau b kolom tidak boleh kurang dari $20d_b$

$$750 > 20 \cdot 22 = 440$$

Harus ada tulangan sengkang dalam join Ps 21.7.3.1

Luas efektif penampang pertemuan balok dan kolom (A_j) yang dihitung dari h_{Kolom} dikali lebar join efektif (l_j)

$$l_{j1} = b_{\text{balok}} + h_{\text{Kolom}}$$

$$l_{j1} = 350 + 740 = 1100 \text{ mm}$$

$$l_x = (b_{\text{kolom}} - b_{\text{balok}})/2$$

$$= (750 - 350)/2$$

$$= 200 \text{ mm}$$

$$l_{j2} = b_{\text{Balok}} + (2 \cdot l_x)$$

$$= 350 + (2 \cdot 200)$$

$$= 750 \text{ mm}$$

lj dipakai yang terkecil yaitu 750 mm

$$\begin{aligned} A_j &= h_{\text{Kolom}} \cdot l_j \\ &= 750 \cdot 750 \\ &= 562500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Penulangan geser pada join HBK

Peraturan menjelaskan bahwa tulangan geser pada join dibutuhkan setidaknya $\frac{1}{2}$ geser yang dibutuhkan pada daerah sendi plastis SNI 2847:2013 Ps 21.7.3.2

$$\begin{aligned} A_{sh2/s} &= 0,5 \cdot 0,09 \cdot \left(\frac{bc \cdot 30}{400} \right) \\ &= 0,5 \cdot 0,09 \cdot \left(\frac{670 \cdot 30}{400} \right) \\ &= 2,2 \end{aligned}$$

Tulangan geser ang diperlukan

$$S = A_{S_{\text{Geser}}} / (A_{sh2/s})$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{Geser}}} &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 13^2 \cdot 2 \\ &= 265,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 265,33 / 2,2 \\ &= 117 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dipasang pada join

$$\begin{aligned} H_{\text{bersih}} &= h_{\text{Balok}} - 2(s_{\text{selimut}} + d_{\text{geser}} + d_{\text{lentur}}) \\ &= 700 - 2(40 + 13 + 22) \\ &= 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= h_{\text{bersih}}/s \\
 &= 550/117 \\
 &= 4,6 = 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jadi sengkang terpasang 5 buah

Kontrol kuat geser pada HBK

$$V_{\text{Sway}} = 313 \text{ KN}$$

Tinjauan arah bolak balik

Gaya tarik yang bekerja pada baja tulangan balok arah kiri

$$\begin{aligned}
 T_1 &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \\
 &= 1,25 \cdot 2550 \cdot 400 \\
 &= 1275 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok arah kiri

$$C_1 = T_1 = 1275 \text{ KN}$$

Gaya tarik yang bekerja pada baja tulangan balok arah kanan

$$\begin{aligned}
 T_2 &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \\
 &= 1,25 \cdot 1701 \cdot 400 \\
 &= 1275 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok arah kanan

$$C_2 = T_2 = 1275 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 V_u = V_j &= V_{\text{sway}} - T_1 - C_2 \\
 &= 313 - 1275 - 1275
 \end{aligned}$$

$$= 2236 \text{ KN}$$

$$V_n = 1,7 * \sqrt{f_c} * A_j$$

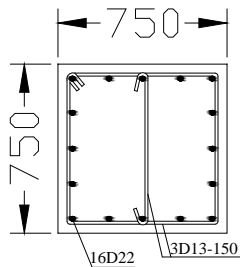
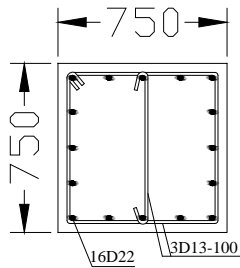
$$= 1,7 * \sqrt{30} * 562500$$

$$= 5237 \text{ KN}$$

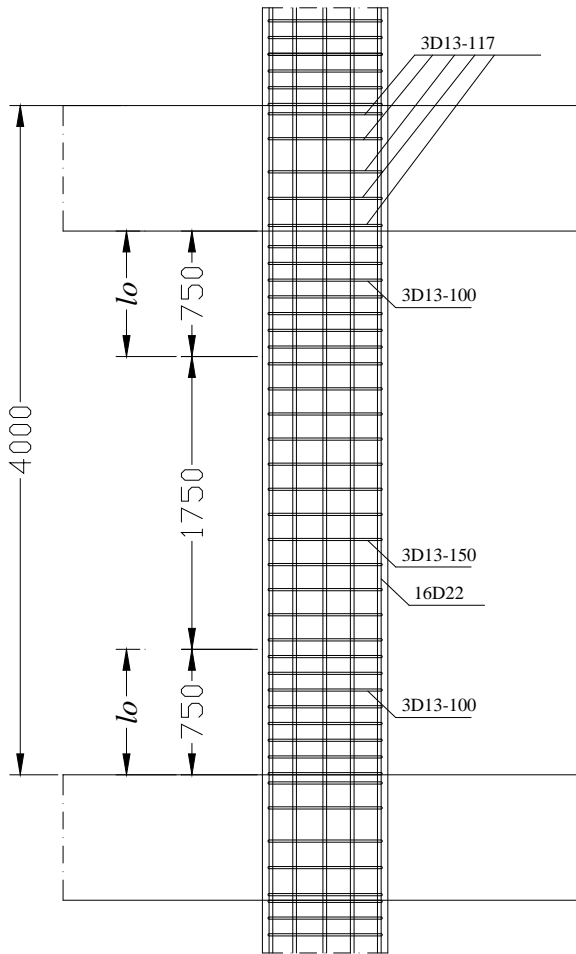
$$V_n = 0,75 * 5237 \text{ KN}$$

$$= 3928 \text{ KN}$$

$$V_n = 3928 \text{ KN} > V_u = V_j = 2236 \text{ KN}$$



Gambar 4.22 Detail Penulangan kolom



Gambar 4.23 Detail penulangan kolom

Hasil gaya dalam pada kolom as E3 pada tiap lantai akibat beban gempa dinamis dan akibat beban gempa statik disajikan dalam **tabel 4.37** dan **tabel 4.38**

Tabel 4.37 Rekapitulasi gaya dalam struktur kolom as E3 tiap lantai akibat baban gempa statik

	Pu		Mx		My		Vux	Vuy
	Bawah	Atas	bawah	Atas	bawah	Atas		
statik	Kn	Kn	Knm	Knm	Knm	Knm	Kn	Kn
Basement	5888	5648	190	210	188	201	85	81
lt 1	5114	5042	303	346	278	330	85	85
lt 2	4328	4256	415	445	379	421	106	103
lt 3	3499	3428	514	527	487	498	119	111
lt 4	2713	2647	531	561	522	515	122	115
lt 5	2008	1942	544	545	539	533	125	123
lt 6	1397	1331	489	500	463	520	117	112
lt 7	895	829	411	464	389	431	101	92
lt 8	502	436	354	400	311	387	88	81
lt 9	215	149	315	345	289	310	77	65

Tabel 4.38 Rekapitulasi gaya dalam struktur kolom as E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis

	Pu		Mx		My		Vux	Vuy
	Bawah	Atas	bawah	Atas	bawah	Atas		
dinamis	Kn	Kn	Knm	Knm	Knm	Knm	Kn	Kn
Basement	5561	5414	166	185	157	165	73	66
lt 1	4777	4805	249	320	239	280	78	71
lt 2	4095	4124	346	405	309	365	89	85
lt 3	3372	3301	420	454	398	395	97	93
lt 4	2592	2526	432	482	422	424	105	99
lt 5	1891	1825	442	450	439	445	116	109
lt 6	1285	1219	398	415	377	435	107	101
lt 7	812	724	331	380	315	377	91	81
lt 8	449	389	287	359	278	320	81	73
lt 9	194	145	256	289	244	256	70	61

Gaya dalam struktur kolom akibat beban gempa statik pada as E3 mengalami peningkatan 4%-20% terhadap gaya dalam struktur kolom akibat beban gempa dinamis ang disajikan pada **tabel 4.39**

Tabel 4.39 Prosentase peningkatan gaya dalam s
truktur kolom As E3 tiap lantai akibat beban gempa dinamis terhadap
beban gempa statik

	Pu		Mx		My		Vux	Vuy
	Bawah	Atas	bawah	Atas	bawah	Atas		
	Kn	Kn	Kn/m	Kn/m	Kn/m	Kn/m	Kn	Kn
Basement	5,55%	4,16%	12,44%	11,80%	16,49%	17,91%	13,65%	18,52%
lt 1	6,59%	4,70%	17,69%	7,41%	14,03%	15,15%	8,24%	16,47%
lt 2	5,38%	3,12%	16,54%	8,89%	18,47%	13,30%	16,38%	17,48%
lt 3	3,64%	3,71%	18,29%	13,80%	18,28%	20,68%	18,60%	16,22%
lt 4	4,45%	4,56%	18,64%	14,08%	19,16%	17,67%	13,81%	13,91%
lt 5	5,79%	5,99%	18,72%	17,43%	18,55%	16,51%	7,20%	11,38%
lt 6	7,98%	8,38%	18,61%	17,00%	18,57%	16,35%	8,55%	9,82%
lt 7	9,24%	12,67%	19,46%	18,05%	19,02%	12,53%	10,27%	11,96%
lt 8	10,63%	10,80%	18,93%	10,32%	10,61%	17,31%	8,06%	9,88%
lt 9	9,57%	2,37%	18,73%	16,23%	15,57%	17,42%	9,43%	6,15%

Tabel 4.40 Berat tulangan kolom per m³ pada as E3 di tiap lantai
akibat beban gempa dinamis dan gempa statik

Lantai	Kg/m ³
LT 1	287
LT 2	287
LT 3	287
LT 4	287
LT 5	287
LT 6	287
LT 7	287
LT 8	287
LT 9	287
ATAP	287

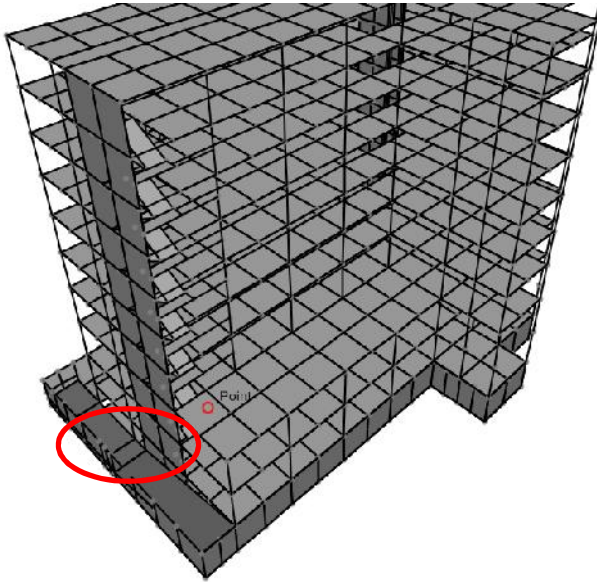
Hasil perencanaan tulangan pada elemen kolom antara beban gempa dinamis dan statik memakai tulangan lentur 16D22, tulangan geser pada tumpuan 3D13-100 dan tulangan geser dilapangan 3D13-150. Berat tulangan per m³ struktur kolom As E3 tiap lantai 146,9 kg/m³.

4.13 Desain struktur dinding geser

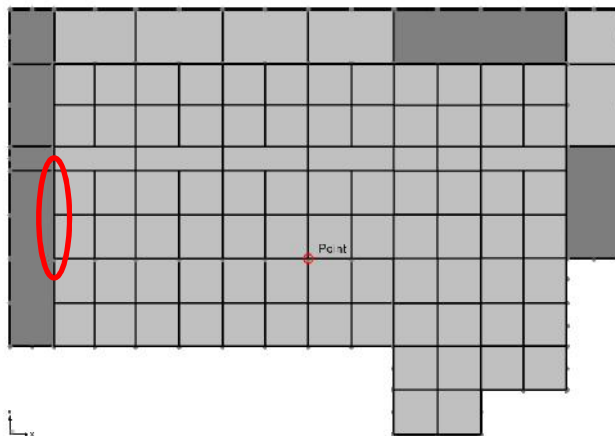
Adapun data perencanaan sebagai berikut

f_c'	= 30 MPa
f_y	= 400 MPa
$D_{\text{Transversal}}$	= 16 mm
$D_{\text{Longitudinal}}$	= 16 mm
Selimut	= 40 mm
H_w	= 4000 mm (tinggi dinding)
T_w	= 350 mm (tebal dinding)
P_w	= 6400 mm (Panjang dinding)
	= 1

Gaya dalam dinding geser yang didapat dari output SAP2000 dengan kombinasi akibat beban gempa dinamis. Dinding geser yang ditinjau adalah basement



Gambar 4.24 Area tinjauan dinding geser



Gambar 4.25 Tampak atas tinjauan dinding geser

Tabel 4.41 Gaya dalam dinding geser As 2E-2F pada tiap lantai akibat beban gempa dinamis

Gempa Dinamis				
lantai	Aksial (Pu)	Geser (Vu)	Torsi (Tu)	momen (Mu)
	KN	KN	KN	KNm
B1	5549	2871	108	26121
lt 1	4700	2344	99	19873
lt 2	3449	1980	75	15638
lt 3	2671	1525	79	11029
lt 4	2100	1180	74	8100
lt 5	1541	835	77	7018
lt 6	1011	751	69	4910
lt 7	651	385	58	3716
lt 8	345	361	47	2871
lt 9	185	340	44	2511

Menentukan kebutuhan tulangan vertikal dan horizontal minimum

SNI 2847:2013 Ps 21.9.2.2 mengharuskan baja tulangan vertikal dan horizontal masing-masing dipasang dua lapis jika:

$$V_u > 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$A_{cv} = P_w \cdot T_w$$

$$= 6400 \cdot 350 = 2240000 \text{ mm}^2$$

$$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,17 \cdot 2240000 \cdot 1 \cdot \sqrt{30}$$

$$= 2085 \text{ KN}$$

$$V_u = 2961 > 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'} = 2085 \text{ KN}$$

Maka tulangan harus dipasang 2 lapis

SNI 2847:2012 Ps 21.9.2.1 mengharuskan rasio tulangan longitudinal ρ_l dan tulangan transversal ρ_t minimum adalah 0,0025 dan spasi maksimum masing-masing tulangan adalah 450 mm

$$\begin{aligned} 0,0025 A_{cv} &= 0,0025 \cdot 2240000 \\ &= 0,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16

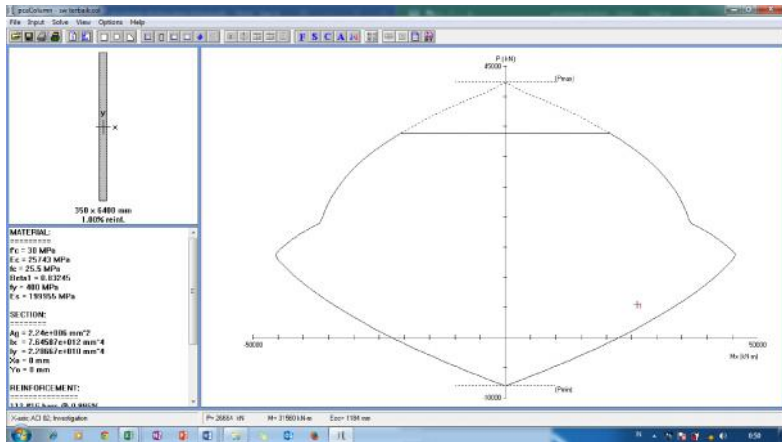
$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot D^2 \\ &= 201 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_{s \text{ pakai}}}{0,0025 A_{cv}} \\ &= \frac{201}{0,875} = 229 \text{ mm} \end{aligned}$$

maka digunakan $s = 100 \text{ mm}$

Perencanaan dinding geser terhadap kombinasi aksial dan lentur diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding struktural. Diagram interaksi dapat dilihat dari gambar dibawah ini yang cukup memikul aksial $P_u = 8491 \text{ KN}$ dan $M_u = 48740 \text{ KN}$, dan didapat tulangan 56D16 dengan cara coba-coba. Dengan jarak antar tulangan



Gambar 4.26 Output hasil kombinasi aksial dan momen dinding geser

Perhitungan kuat geser dinding bertulang

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.9.4.1, kuat geser nominal dinding struktural dapat dihitung dengan persamaan dibawah ini

$$V_n = A_{cv} (c * \sqrt{f_c} + \rho_t * f_y)$$

Jika:

$$c = 0,25 \text{ untuk } H_w/P_w < 1,5$$

$$= 0,17 \text{ untuk } H_w/P_w > 2$$

$$H_w/P_w = 4000/6400$$

$$= 0,625 < 1,5$$

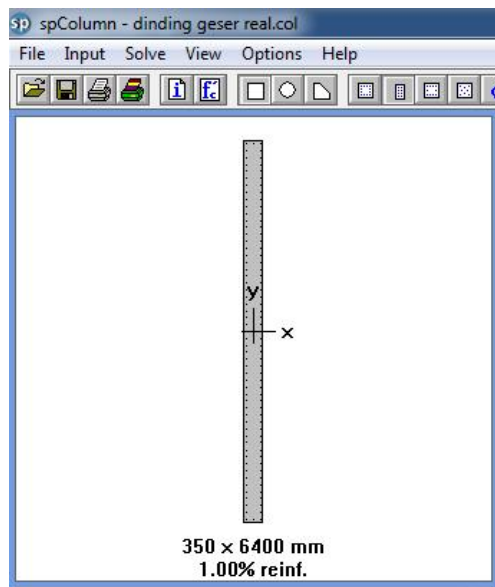
Maka :

$$c = 0,25$$

Rasio tulangan longitudinal terpasang

$$\begin{aligned} t &= 2 \cdot A_{SD16} / (s \cdot T_w) \\ &= \frac{2 \cdot (0,25 \cdot 3,14 \cdot 16^2)}{100 \cdot 350} \\ &= 0,011 \end{aligned}$$

Sesuai dengan hasil analisis menggunakan program bantu Spcolumn sebesar 1% rasio penulangan



Gambar 4.27 output penampang kombinasi aksial dan momen dinding geser

$$\begin{aligned} V_n &= 2240000 (0,25 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 0,011 \cdot 400) \\ &= 13356 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_n = 0,75 \cdot 13356 \text{ KN}$$

$$= 10017 \text{ KN}$$

$$V_n = 10017 \text{ KN} > V_u = 2871 \text{ KN}$$

dinding geser cukup untuk menahan geser

SNI 2847:2013 Ps 21.9.4.4, membatasi kuat geser maksimum dinding struktur

$$\begin{aligned} V_{n_{\text{Max}}} &= 0,83 * A_{cv} * \sqrt{f_c} \\ &= 0,83 * 2240000 * \sqrt{30} \\ &= 10183 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{n_{\text{Max}}} &= 0,75 * 10183 \text{ KN} \\ &= 7637 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_n = 10017 \text{ KN} > V_{n_{\text{Max}}} = 7637 \text{ KN}$$

Maka V_n yang dipakai $V_{n_{\text{Max}}} = 7637 \text{ KN}$

Pemeriksaan terhadap syarat komponen batas khusus berdasarkan pendekatan tegangan

Komponen batas khusus diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi $0,2f_c'$

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u * y}{I_g} > 0,2f_c'$$

$$\begin{aligned} A_g &= T_w * P_w \\ &= 350 * 6400 \\ &= 2240000 \text{ mm}^2 \\ &= 2,24 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_g &= \frac{T_w * H_w^3}{12} \\
 &= \frac{0,35 * 6,4^3}{12} \\
 &= 7,6 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= P_w / 2 \\
 &= 6400 / 2 \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u * y}{I_g} = \frac{5549}{2,24} + \frac{26121 * 3,2}{7,6} = 10998 \text{ KN/m}^2$$

10 MPa

$$\begin{aligned}
 0,2 * f_c &= 0,2 * 30 \\
 &= 6 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u * y}{I_g} = 10 \text{ MPa} > 0,2 * f_c = 6 \text{ MPa}$$

Komponen batas khusus diperlukan

Menurut SNI 2847:2013 Ps 21.9.6.4, Elemen pembatas khusus dengan panjang tidak kurang dari persamaan dibawah

$c - (0,1 * L_w)$ dan $c/2$

$$c = 2378 \text{ mm} \quad \text{didapat dari output Spcolom}$$

$$\begin{aligned}
 c - (0,1 * P_w) &= 2378 - (0,1 * 6400) \\
 &= 1746 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c/2 &= 2378 / 2 \\
 &= 1193 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka panjang elemen batas khusus diambil sebesar 1746 mm, untuk kemudahan dipasang 1800 mm

Perhitungan tulangan longitudinal pada daerah elemen batas khusus

Digunakan D16

$$\begin{aligned} A_{SD16} &= 0,25 * 3,14 * 16^2 \\ &= 200,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= 1750 / 100 \\ &= 17,5 \quad 18 \text{ batang} \end{aligned}$$

Sepanjang 1750 mm dari serat terluar dinding

$$\begin{aligned} &= \frac{A_{SD16} * n}{s * Tw} \\ &= \frac{200,1 * 18}{100 * 350} \\ &= 0,006 \end{aligned}$$

Menurut *Iswandi* berdasarkan UBC 1976 rasio tulangan tidak boleh kurang dari 0,005

Penulangan confinement disepanjang badan dinding geser

Digunakan hoop dengan tulangan D13, jarak maksimum hoop ditentukan oleh yang terkecil diantara berikut

$$\begin{aligned} \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil} &= \frac{1}{4} * 350 \text{ mm} \\ &= 87,5 \text{ mm} \\ 6 * D &= 6 * 13 \\ &= 78 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 \cdot s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}}$$

$$\begin{aligned} b_c &= T_w - (2 \cdot \text{selimut}) - (2 \cdot D_h) \\ &= 350 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 13) \\ &= 244 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= \frac{0.09 \cdot 78 \cdot 244 \cdot 30}{400} \\ &= 128 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 13^2 \\ &= 132 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 132 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 128 \text{ mm}^2$$

$$S_x < 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

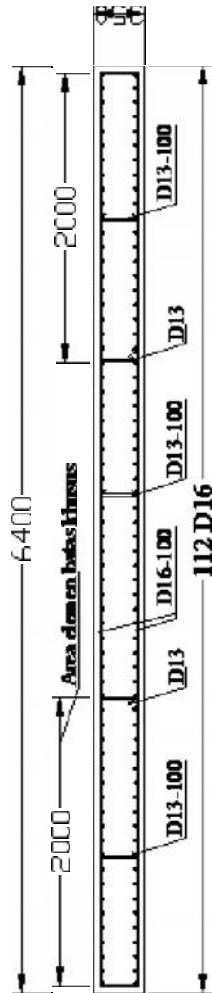
$$\begin{aligned} h_x &= T_w - (2 \cdot \text{selimut}) - (2 \cdot D_b) \\ &= 350 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 16) \\ &= 238 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_x < 100 + \frac{350 - 238}{3}$$

$$S_x < 137 \text{ mm}$$

Namun S_x tidak perlu diambil sebesar 100 mm

Maka spasi hoop diambil 100 mm



Gambar 4.28 Detail penulangan dinding geser

Gaya dalam dinding geser As 2E-3E tiap lantai akibat beban gempa statik dan beban gempa dinamis disajikan pada **tabel 4.41** dan **tabel 4.42**.

Tabel 4.42 Rekapitulasi gaya dalam dinding geser As 2E-2F tiap lantai akibat beban gempa statik

Gempa Statik Ekuivalen				
lantai	Aksial (Pu)	Geser (Vu)	Torsi (Tu)	momen (Mu)
	KN	KN	KN	KNm
B1	5992	2987	118	28741
lt 1	5107	2437	112	21711
lt 2	3978	2022	81	17034
lt 3	3019	1562	86	12152
lt 4	2461	1233	87	9276
lt 5	1768	912	91	7836
lt 6	1240	789	79	5662
lt 7	756	418	66	4122
lt 8	411	396	52	3311
lt 9	210	361	50	2882

Tabel 4.43 Rekapitulasi gaya dalam dinding geser As 2E-3E tiap lantai akibat beban gempa dinamis

Gempa Dinamis				
lantai	Aksial (Pu)	Geser (Vu)	Torsi (Tu)	momen (Mu)
	KN	KN	KN	KNm
B1	5549	2871	108	26121
lt 1	4700	2344	99	19873
lt 2	3449	1980	75	15638
lt 3	2671	1525	79	11029
lt 4	2100	1180	74	8100
lt 5	1541	835	77	7018
lt 6	1011	751	69	4910
lt 7	651	385	58	3716
lt 8	345	361	47	2871
lt 9	185	340	44	2511

Gaya dalam dinding geser as 2E-3E yang dihasilkan dari beban gempa statik lebih besar 4%-16% dibandingkan dengan gaya dalam dinding geser akibat beban gempa dinamis yang disajikan pada **tabel 4.43**

Tabel 4.44 prosentase gaya dalam struktur dinding geser As 2E-2F tiap lantai akibat beban gempa dinamis terhadap beban gempa statik

Perbandingan				
lantai	Aksial (Pu)	Geser (Vu)	Torsi (Tu)	momen (Mu)
	KN	KN	KN	KNm
B1	7,38%	3,90%	8,47%	9,12%
lt 1	7,97%	3,83%	11,61%	8,47%
lt 2	13,30%	2,06%	7,41%	8,20%
lt 3	11,53%	2,37%	8,14%	9,24%
lt 4	14,67%	4,29%	14,94%	12,68%
lt 5	12,84%	8,53%	15,38%	10,44%
lt 6	18,47%	4,82%	12,66%	13,28%
lt 7	13,89%	7,89%	12,12%	9,85%
lt 8	16,06%	8,92%	8,98%	13,29%
lt 9	11,90%	5,76%	11,79%	12,87%

Berat tulangan per m^3 pada struktur dinding geser akibat beban gempa dinamis dan beban gempa statik adalah $207,4 \text{ kg}/m^3$

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Perbandingan gaya dalam struktur balok, kolom, dinding geser

Perbandingan gaya dalam yang didapat dari output analisis akibat beban gempa dinamis dan beban gempa statik pada struktur, balok, kolom, dinding geser yang dihitung dari BAB IV didapat hasil sebagai berikut

1. Gaya dalam struktur balok As E2-E3 pada tiap lantai akibat beban gempa statik lebih besar 25% dibandingkan dengan gaya dalam balok yang diakibatkan beban gempa statik yang ditampilkan pada **tabel 4.34**
2. Gaya dalam struktur kolom As E3 pada tiap lantai akibat beban gempa statik lebih besar 15% dibandingkan dengan gaya dalam struktur kolom akibat beban gempa dinamis yang ditampilkan pada **tabel 4.40**
3. Gaya dalam struktur dinding geser as 2E-2F tiap lantai akibat beban gempa statik lebih besar 15% dibandingkan dengan struktur dinding geser yang diakibatkan beban gempa dinamis yang disajikan pada **tabel 4.44**

5.2 Perbandingan tulangan struktur balok, kolom, dinding geser

Hasil perhitungan tulangan yang ,membandingkan analisis beban gempa dinamis dan analisi beban gempa statik yang diperoleh dari perhitungan dari bab sebelumnya pada struktur balok, kolom, dan dinding geser memperoleh kesimpulan sebagai berikut

1. Hasil luasan tulangan struktur balok As E2-E3 akibat beban gempa statik lebih besar dari pada gaya dalam struktur balok akibat beban gempa dinamis yang disajikan pada **tabel 4.32** dan **tabel 4.33**
2. Tulangan struktur kolom As E3 pada tiap lantai akibat beban gempa dinamis dan gempa statik tidak mengalami perbedaan

dengan tulangan lentur 16D22, tulangan geser pada tumpuan 3D13-100, dan tulangan geser dilapangan 3D13-150

3. Hasil penulangan struktur dinding geser pada as 2E-2F akibat beban gempa dinamis dan beban gempa statik tidak mengalami perbedaan dengan tulangan horisontal dan vertikal D16-100 dengan tulangan confinement 5D13-100

5.3 Berat tulangan per m³ struktur balok, kolom, dinding geser

Perbandingan kebutuhan berat besi per m³ dari struktur balok, kolom, dan dinding geser yang didapat dari perhitungan di BAB IV sebagai berikut.

1. Berat tulangan balok per m³ as E2-E3 akibat beban gempa statik lebih besar dari pada tulangan balok akibat beban gempa dinamis, sebagai contoh berat tulangan balok pada lantai 1 akibat beban gempa statik 184 kg/m³ dan akibat beban gempa dinamis 169 kg/m³ yang ditunjukkan pada **tabel 4.35**
2. Berat tulangan struktur kolom As E3 tiap lantai akibat beban gempa statik dan beban gempa dinamis adalah 287,6 kg/m³
3. Berat tulangan struktur dinding geser As 2E-2F tiap lantai akibat beban gempa statik dan beban gempa dinamis adalah 207,4 kg/m³

Daftar Pustaka

- Imran, I., & Hendrik, F. (2014). *Perencanaan lanjut struktur beton bertulang*. Bandung: ITB Press.
- Nasional, B. S. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta.
- Nasional, B. S. (2013). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta.
- Purwono, R. (2005). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya: ITS press.
- Setiawan, A. (2016). *Perancangan struktur beton bertulang (Berdasarkan SNI 2847:2013)*. Jakarta: Erlangga.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BIODATA



Penulis dilahirkan di Surabaya, 14 Januari 1993, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di SDN Kaliasin V, SMPN 10 Surabaya, SMA Khadijah kemudian melanjutkan studinya di D3 Teknik Sipil Universitas Negeri Surabaya. Setelah lulus dari program D3 pada tahun 2015, penulis mengikuti Ujian Masuk Diploma IV Lanjut Jenjang dan diterima di Program Studi Diploma IV Lanjut Jenjang Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi - ITS dan terdaftar dengan NRP. 3115 040 617. Di Program Studi Diploma IV Lanjut Jenjang ini, penulis mengambil bidang studi bangunan gedung.